



TITLE:

基礎地盤の動特性を考慮した建築
構造物の地震応答に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

井上, 豊

CITATION:

井上, 豊. 基礎地盤の動特性を考慮した建築構造物の地震応答に関する
研究. 京都大学, 1974, 工学博士

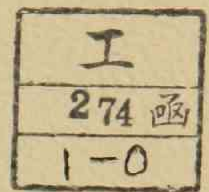
ISSUE DATE:

1974-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r2499>

RIGHT:



基礎地盤の動特性を考慮した建築構造物の
地震応答に関する研究

昭和48年10月

井 上 豊

基礎地盤の動特性を考慮した建築構造物の 地震応答に関する研究

昭和48年10月

井 上 豊

目 次

第1章 序 論	1
1.1 緒 言	1
1.2 研究の概要	3
発表論文	7
第2章 自然地震による地盤 — 構造物系の応答特性	12
2.1 まえがき	12
2.2 既往の研究の概要	13
2.3 地盤および構造物の地震応答計測	14
2.3.1 序	14
2.3.2 松代群発地震の概要	14
2.3.3 計測の対象とした地盤および構造物の概要	14
2.3.4 地震応答計測と解析方法	16
2.4 自然地震による地盤および構造物の応答特性	16
2.4.1 序	16
2.4.2 地盤の地震応答特性	17
2.4.3 構造物の地震応答特性	25
2.5 結 び	34
第2章 参考文献	36
第3章 地盤特性を考慮した地震動による線形系の応答スペクトラ	39
3.1 まえがき	39
3.2 既往の研究の概要	40
3.3 地盤特性の Simulation と模擬地震波の作製	41
3.3.1 序	41
3.3.2 スペクトル特性の近似関数表示	41
3.3.3 地盤の震動特性の Simulation 回路	44
3.3.4 模擬地震波のスペクトル密度の検討	45

3.4	模擬地震波による速度応答スペクトラ	55
3.4.1	序	55
3.4.2	入力特性と平均速度応答スペクトラ	55
3.4.3	最大応答値の分布性状	64
3.5	擬定常入力による速度応答スペクトラの解析的表現	72
3.5.1	序	72
3.5.2	平均速度応答スペクトラの定義とその上下界	72
3.5.3	平均速度応答スペクトラの解析的表現の誘導	75
3.5.4	速度応答スペクトラの上下限の表現	80
3.5.5	数値例と考察	83
3.6	結 び	92
	第3章 参考文献	94
第4章	Dynamic Ground Complianceを考慮した構造物の地震応答	97
4.1	まえがき	97
4.2	既往の研究の概要	99
4.3	Dynamic Ground Compliance とその Simulation	101
4.3.1	序	101
4.3.2	Dynamic Ground Compliance について	101
4.3.3	伝達特性の有理関数表示	103
4.3.4	Dynamic Ground Compliance の近似的表現	107
4.3.5	アナログ演算回路と周波数応答	111
4.4	地盤 — 構造物連成系の動特性	115
4.4.1	序	115
4.4.2	構造物系モデルと連成系のパラメータ	116
4.4.3	連成系の伝達関数と単位衝撃応答	119
4.4.4	連成系の固有振動特性	121
4.4.5	連成系の周波数応答特性	126
4.5	地盤 — 構造物連成系の弾性地震応答特性	130
4.5.1	序	130

4.5.2	基礎運動方程式	131
4.5.3	地震外乱群の特性	135
4.5.4	非定常地震応答解析	138
4.5.5	結果とその考察	140
i)	上部構造の応答特性	142
ii)	下部構造の応答特性	144
4.6	地盤 — 構造物連成系の弾塑性地震応答特性	146
4.6.1	序	146
4.6.2	地盤の弾塑性特性の上部構造応答におよぼす影響	146
4.6.3	上部構造の弾塑性地震応答特性(1) — 境界層地盤の降伏を考慮しない場合	151
i)	パラメータの設定	151
ii)	上部構造の応答特性	153
iii)	下部構造の応答特性	157
iv)	最大応答の分布性状	158
4.6.4	上部構造の弾塑性地震応答特性(2) — 境界層地盤の降伏を考慮する場合	163
i)	上部構造の基本応答特性	164
ii)	境界層地盤の復元力特性の影響	169
iii)	多質点上部構造系の応答特性	172
4.7	等価線形化法による地盤 — 構造物系の弾塑性地震応答	178
4.7.1	序	178
4.7.2	非線形特性の等価線形特性による表示	178
4.7.3	基礎方程式と入出力の定義	181
4.7.4	非線形境界層地盤の連成系応答におよぼす影響	183
i)	応答解析における決定	183
ii)	上部構造1質点系の場合	185
iii)	上部構造多質点系の場合	189
4.8	地盤連成を考慮した構造物の終局耐震設計法への基礎資料	192
4.8.1	序	192
4.8.2	地盤連成効果と地震外乱特性	193
4.8.3	地盤の非線形性と構造物系の応答特性	195

4.8.4	地盤連成の構造物ベースシャー係数におよぼす影響	199
4.8.5	構造物系の弾塑性応答特性と耐震安全性	202
4.9	結 び	206
第4章	参考文献	207
	あとがき	211

第 1 章 序 論

1.1 緒 言

激震時における建築構造物の耐震安全性を適確に把握して、合理的な耐震設計法を確立するためには、その動的挙動を広範な耐震解析領域における適切なパラメータに対して、詳細な検討を行なう地震応答解析が重要となることは、既に多くの研究者によって指摘され、近年の電子計算機の発達によって多方面からの試みがなされて来ている。これらの地震応答解析においては、対象とする構造物系に対して定められる耐震設計理念との関連において、構造物系の動力学特性を具体的に表現出来る動力学モデルを設定し、また、これに対応する適当地震外乱を一群として想定し、さらに、構造物の耐震安全性の評価を行なうための妥当な尺度を地震応答量として採用して、これら 3 者の有機的関連を考慮しながら構造物系の応答特性が考察される。

このような構造物系の地震応答解析に基づく研究の成果は、包括的な傾向として、地震外乱群と構造物系の強度関係および振動数関係が、この地震応答特性を決定づける重要な要素であることを明らかにして来ている。すなわち、構造物系の強度との関連において地震外乱群の強度が増大すると、構造物系の振動特性は弾性系から弾塑性系へと移行し、応答性状の急激な変化が現われる。また、対象とする構造物が超高層ないし高層の建築物から中層あるいは低層の建築物となるにしたがって、その基本固有振動数は一般的に想定される地震外乱群の卓越振動数との関連において、極く低い領域から可成り高い領域まで移動することになり、構造物系の地震応答特性に基本固有振動および低次の固有振動が、支配的な影響を有することを考慮すると、振動数領域においてもその地震応答特性は大きい変動を示すことになる。

建築構造物の動力学特性の重要な指標の一つとなる基本固有振動数は、このようにその高さが増すにしたがって小さくなる一般的な傾向を有しており、高層、超高層建築物の場合は、その鉛直力が大きくなることから堅固な地盤に支持されることも考慮すると、これらの構造物の固有振動特性は一般的に基礎地盤の動力学特性の影響は少なく、基礎固定の振動系と考えて差支えない場合が多い。これに対して、中層あるいは低層の建築物の場合には、その構造設計法の如何に拘らず比較的剛なものとなり、固有振動特性は基礎地盤の動力学特性の影響を大きく受けて、地盤および構造物からなる連成動力学系として評価しなければ妥当な地

震応答特性を把握し得なくなる。

このような構造物に対して、地震時における構造物の周辺地盤は、その動力学特性に応じた特性を伝播して来る地震動に賦与しながら、構造物系への地震外乱入力として伝達する作用を有するとともに、逆に、地震外乱による構造物系の振動によって新たな動的挙動を強制される。その結果として生じ、3次元的に伝播して行く波動の効果は、構造物系に対しては振動エネルギーの吸収作用となって示される。地震時における地盤のこのような2つの作用は複合して現われ、その挙動は地盤自体の動力学特性とともに、支持している構造物系の動力学特性によって決定づけられる。したがって、地震時の地盤と構造物との couple した動的挙動に示されるフィードバック効果、あるいは、これを通して構造物系に地震外乱入力を伝達する地盤のフィルター作用を、妥当な動力学モデルで表現して、地震応答解析における地盤—構造物連成系モデルとして考慮することによって、はじめて構造物系の応答特性を適確に把握することが可能となる。

また、周辺地盤中においても、構造物に極めて近接する部分の地盤は、通常の弾性応力解析からも明らかなように応力集中を生じることが当然予想され、さらに、地盤および構造物を構成する material の、micro な観点からの力学的挙動が本質的に相違していることから、地震時の周辺地盤の挙動において、この部分に強い非線形性を想定することなしに検討を行なうことは出来ないと考えられる。しかるにこのような現象に関しては、野外の実験・計測においては勿論、実験室の段階においても未だ解明されたとは言えず、したがって、構造物系の地震応答性状へのその影響については、早急に明確にされなければならない。地盤の本来的に有する rheological な特性に加えて、これらの構造物周辺地盤の多様な動力学特性を考慮する時、地震動に対するその伝達特性は極めて多くの要素が複雑に関係し合ったものとなって来る。したがって、その解明には理論的な研究とともに、現象の解析から本質的な要素を抽出する実験・計測的な研究の approach が重要となって来る。

一方、構造物の支持地盤として若干範囲を拡大して考慮する時、震源から伝播して来る地震動に対して、基礎地盤の局所的な動力学特性は周辺地盤を含む構造物系への地震外乱特性に影響を及ぼすことが知られている。すなわち、地盤や構造物に設置された強震計による地震動記録の解析から、地震動そのものは、発震機構、震源位置、地震規模等の震源における条件や、対象とされる基礎地盤までの伝播距離及びその経路の媒質等が多岐に至るものの、特に観測点付近の地盤の十数米から数十米程度の表層地盤の地下構造形態や媒質の影響は顕著であり、同一の観測点あるいは同種の表層地盤特性を有する異なった観測点における地震動記録の中には共通して類似性が見出せる場合が多い。このことは、前述の周辺地盤に関する

影響も含んではいるが、大地震における構造物の被害分布が表層地盤の動力学特性との相関を有していることなど、過去の震害例からもある程度明らかにされて来ている。したがって、建設予定地の定まった具体的な構造物を対象として、地震応答解析における地震外乱特性を想定する際には、このような地盤特性を考慮に含める必要があろう。

このような観点に立って、本研究では、建築構造物の耐震安全性に重要な関連を有する基礎地盤の動力学特性に注目し、地盤を含む構造物系の地震応答の詳細な解析を通して、地盤の動力学特性が構造物系の応答特性に及ぼす影響を扱ったものであり、建築構造物の合理的な動的耐震設計を行なうために、考慮さるべき地盤の影響に関する基礎的な資料の提供を研究の意図としている。

1.2 研究の概要

強震時における建築構造物の終局耐震性を具体的に検討するためには、一般に、構造物の弾塑性域に亘る地震応答解析が必要であり、したがって、地震外乱特性、地盤を含む構造物系の弾塑性動力学特性、および耐震安全性の判定基準を的確に把握することが、その前提として重要であることは論を俟たない。この地震応答解析における三つの要件は、単独に採り上げたとしても多くの未解明の問題を含んでいるが、構造物の耐震性を検討する立場からは、3者の有機的な関連を考慮した上で評価を行なわねばならず、それ故、目的に応じた多様な地震応答解析が必要とされ、また存在することになる。

このような立場から、小堀鐸二教授、南井良一郎教授の御指導のもとに、筆者は、小堀研究室において構造物系の具体的な地震応答解析に基づいた研究を行なって来たが、その中でも最も重要なテーマである基礎地盤の動力学特性と構造物の地震応答特性の関連について扱った部分をまとめてみたものが本論文である。その目的とするところは、既に述べて来たように構造物の地震応答に及ぼす基礎地盤の動特性による影響を明らかにし、建築構造物の合理的な耐震設計のための基礎資料を提供することであり、自然地震による実地盤および実構造物の応答計測結果の解析に基づくその震動性状、基礎地盤の特性を考慮した地震動による構造物系の応答特性の表現、および地盤—構造物系の非線形特性を含む連成作用による構造物の地震応答特性を内容として、自然地震に対する地盤および構造物の応答計測結果の解析における実験・計測的方法、あるいは、理論的に模擬された地盤および構造物系に対する地震応答解析における半理論的・数値実験的手法などによって結果を導いている。以下に各章で扱った内容の概略を述べる。

第2章においては、地盤および構造物からなる連成動力系の地震応答解析において、想定すべき地震外乱特性を把握するとともに、地盤—構造物連成系における各部応答の伝達特性を得ることを目的として、群発地震の発生を機に、その震源域内に建つ実構造物とその周辺地盤における地震応答の多点同時計測を行ない、得られた多数の応答波形に対して、地震動の本来的な特性である不規則性、不確定性および非予測性の考慮のもとに、各観測点において比較的多数の応答記録を対象として採り出し、確率統計的手法による解析結果を示している。そして、構造物周辺地盤の地表および地中における測線に沿った各観測点の地震応答の平均スペクトル特性から、構造物との連成振動領域を検出して、非連成地盤の震動特性および連成振動系の伝達特性を明らかにしている。また、構造物における各観測点の応答波形に対しても同様な解析を行ない、やや詳細な震動特性および伝達特性について述べている。具体的には、非連成地盤の地表水平動では、表面波に基づくと観察される2~5cpsが卓越するが、地中ではこの低振動成分がcuetされ、peakが8cps前後となること、地盤における構造物との非連成振動領域は水平距離30m以遠、深さ20m以深と考えられること、連成系挙動は低次のロッキング振動が顕著であり、その固有振動数は4cps近傍であることなどを示し、このような手法による震動特性検出の妥当性を指摘している。

第3章においては、構造物の基礎地盤の特性によって構造物系に作用する地震外乱の特性が影響を受けることを考慮して、構造物の建設予定地における seismicity と、理論的および実験的な手法によって確められた地盤震動特性から地震外乱特性を予め規定した時に、これを満足するような確率統計的に等価な模擬地震波の作製過程を示し、設計構造物の耐震解析において一群として想定すべき地震外乱を具体的に得る方法を明らかにしている。すなわち、任意に規定されたスペクトル特性を線形系の伝達特性として表示する方法を述べ、これを具体例に対して適用して関数形を定め、white noise generator を用いた一群の模擬地震波を得て、そのパワースペクトル密度が十分な精度を有することを示して手法の妥当性を確めている。また、この模擬地震波を用いて、最も単純な線形系の最大応答であると同時に地震外乱のスペクトル特性の一表現であり、かつ、一般の線形構造物の最大地震応答の推定にも用いられる応答スペクトラを求めて、地盤特性が応答特性に如何に表わされるかについて述べている。つぎに、地震外乱のスペクトル特性と応答スペクトラとを解析的に関連づけて、地盤特性に対応する応答スペクトラとその上下限の解析的表現を導き、未定定数を数値実験的に定めて得られた応答スペクトラの推定式の具体的表現を示し、数値例によってこの推定式が十分な精度を有していることを確かめている。

第4章においては、地盤および構造物の連成作用が構造物の弾塑性地震応答特性に示す効

果を妥当に把握するために、地盤 — 構造物連成系モデルの設定法を示し、これを用いて、定常および非定常地震外乱を受ける連成系の地震応答を求め、その詳細な考察から地盤連成を考慮した構造物系の耐震安全性評価における幾つかの重要な指摘を行なっている。すなわち、半無限弾性地盤上の基礎の動的応答に関する理論的解析から得られる Dynamic Ground Compliance を、構造物周辺地盤の近似伝達関数として表現する方法を述べ、これを適用して具体的な伝達関数表示を導き、これと弾塑性質点系上部構造との接続を行なって地盤 — 構造物連成系モデルを設定するとともに、構造物基礎の近傍における地盤の非線形性を、弾塑性復元力特性を有する境界層地盤として考慮に含めている。そして、まず、連成系の固有振動特性の解析から連成効果の定性的考察を行ない、ついで、ランダム性地震外乱群を想定して非定常解析を実施して、地盤の連成度に伴う上部構造の弾塑性地震応答特性の変動、および、境界層地盤の非線形挙動による影響を複合させて検討を加えている。さらに、非線形復元力特性に確率統計的手法による等価線形化解法を用いて、連成系の弾塑性応答を一般的に求める方法を示し、また、数値解として求められた応答特性を表示している。最後に、これらの応答特性を総合して、地盤連成に伴う構造物系の終局耐震安全性の評価について述べている。構造物の耐震安全性に及ぼす地盤連成効果として明らかにされた傾向は、結論的に次のように要約される。硬質地盤上の構造物においては、一般に地盤の連成度は小さく、下部構造系との連成に伴う地震外乱に対するフィルター作用はあまり明らかではない。また、弾性地盤への波動逸散による減衰効果に乏しいために、上部構造の弾性応答は比較的大きいが、地震外乱の強度が増加して連成系が弾塑性に亘る挙動を示す場合には、履歴によるエネルギー消費が上部構造の応答抑制に効果的であり、特に、境界層地盤のみが塑性化する場合は履歴減衰性と緩衝作用とによって応答の抑制が比較的顕著となる。そして、上部構造の弾塑性応答特性はパラメータ値の変動に関して安定性が強く、上部構造の弾塑性応答特性を考慮した終局耐震安全性の確保は、比較的容易に実現し得るものと言えよう。一方、軟質地盤の場合には、地盤の連成度は大きく、連成効果によって基本固有周期は伸長し減衰性が増加する。したがって、上部構造の弾性応答は連成度とともに減少を示し、構造物の弾性設計を対象とする場合は連成効果は有利に作用すると考えられる。また、境界層地盤の降伏は連成系の全般的な動力学特性分布をあまり変えないこと、および、連成効果に基づく減衰性が大きく境界層地盤における履歴減衰性の効果は僅少であることなどから、境界層地盤の塑性化は上部構造の応答に明確な影響を及ぼさない。構造物に対する地震外乱への連成効果は、スペクトル的には low pass 形の filter 特性で示されるために、上部構造が塑性挙動を示す場合には、応答の急激な増加が惹起され、弾塑性応答の安定性が低下する。したがって、構

造物の終局耐震性を対象として塑性挙動をも考慮する場合には、新たな安全率の導入が必要となろう。

以上述べて来たように、基礎地盤の動特性が構造物の地震応答特性に及ぼす効果について、本研究において明らかにされたところは、主として定性的な傾向の指摘に留まるものであり、これを定式化・定量化して建築構造物の動的耐震設計法の中に組み入れて行くためには、未だ多くの段階を踏む必要がある。

このような重要なテーマを御教示、御指導下さった小堀鐸二先生のお考えを生かしきれなかったのは、筆者の力不足のために他ならず、ここに示した成果は今後の研究の発展の端緒をなすものとして位置づけ、一層の努力を決意している次第である。

発 表 論 文

〔主要論文〕

第 2 章

- [2.a] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男, 永井雄一: 松代地震の観測 (Ⅰ) — 地震動の性質 —, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 41. 5, pp. 97-100.
- [2.b] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男, 永井雄一: 松代地震の観測 (Ⅱ) — RC 構造物の動特性 —, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 41. 5, pp. 101-104.
- [2.c] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 鎌田輝男: 松代群発地震による地盤および建築構造物の応答特性, 日本地震工学シンポジウム講演集, 昭 41. 10, pp. 297-302.
- [2.d] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 鎌田輝男: RC 構造物とその周辺地盤の地震応答計測〈その 1〉, 〈その 2〉, 第 3 回災害科学総合シンポジウム論文集, 1966. 11, pp. 188-193.
- [2.e] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 鎌田輝男: 松代群発地震の観測 — 建築構造物および周辺地盤の応答について (第 1 報) —, 京都大学防災研究所年報, 第 10 号 A, 昭 42. 3, pp. 221-233.
- [2.f] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 鎌田輝男: RC 構造物とその周辺地盤の地震応答計測〈その 3〉, 〈その 4〉, 第 4 回災害科学総合シンポジウム論文集, 1967. 10, pp. 164-169.
- [2.g] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 鎌田輝男: 松代群発地震の観測 — 建築構造物および周辺地盤の応答について (第 2 報) —, 京都大学防災研究所年報, 第 11 号 A, 昭 43. 3, pp. 405-419.

第 3 章

- [3.a] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 河野允宏: 模擬地震波の性質について (その 1), (その 2), 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭 42. 10, pp. 161-162.
- [3.b] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘: 応答解析のための模擬地震波の性質について, 京都大学防災研究所年報, 第 11 号 A, 昭 43. 3, pp. 369-403.
- [3.c] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 大谷圭一: 模擬地震波の性質について (その 3),

(その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭 43. 10, pp. 333-336.

- [3.d] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: 模擬地震波とその応答スペクトル, 第18回応用力学連合講演会論文抄録集, 昭 43. 11, pp. 29-30.

第4章

- [4.a] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: 矩形基礎の Ground Compliance とその Simulation について, 京都大学防災研究所年報, 第7号, 昭 39. 3, pp. 164-178.
- [4.b] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: Ground Compliance を考慮した構造物の動的応答, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 39. 2, pp. 1-7.
- [4.c] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答, 京都大学防災研究所年報, 第7号, 昭 39. 3, pp. 179-194.
- [4.d] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答(第2報), 京都大学防災研究所年報, 第8号, 昭 40. 3, pp. 193-218.
- [4.e] Kobori, T., Minai, R., Inoue, Y. and Kamada, T., "Earthquake Response of a Structure with a Rectangular Foundation", Proc. of the 16th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1966, pp. 307-315.
- [4.f] Kobori, T., Minai, R. and Inoue, Y., "On Earthquake Response of Elasto-plastic Structure Considering Ground Characteristics", Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Jan., 1969, Chile, Vol. III, A-6, pp. 117-132.
- [4.g] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: 基礎地盤の Dynamical Compliance を考慮した構造物の線形地震応答, 日本建築学会論文報告集, 第103号, 昭 39. 10, p. 101.
- [4.h] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊: 基礎地盤の Dynamical Compliance を考慮した構造物の非線形地震応答, 日本建築学会論文報告集, 第103号, 昭 39. 10, p. 102.
- [4.i] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答(第4報), 京都大学防災研究所年報, 第13号A, 昭 45. 3, pp. 265-286.
- [4.j] Minai, R. and Inoue, Y., "On Earthquake Response of Ground-Structure Systems", Proc. of the 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium-1970, Nov. 1970, pp. 41-48.
- [4.k] Kobori, T., Minai, R. and Inoue, Y., "On the Earthquake Response of Structural Systems Considering the Interaction Effects of the Ground", Bulletin

of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 20,
Part 2, Dec., 1970, pp. 105-125.

- [4.1] Inoue, Y. and Kawano, M., “Statistical Response Characteristics of Multistory Structures on Elasto-Plastic Soil Ground”, Proc. of the Japan Earthquake Symposium 1973, Aug., 1973, pp. 203-210.

〔関連論文〕

- [1] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 鎌田輝男: 松代地震の観測(Ⅲ), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 42. 4, pp. 89-92.
- [2] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘, 鎌田輝男: 松代群発地震に対する構造物およびその周辺地盤の地震応答特性(その1), (その2), 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭 42. 10, pp. 216-217.
- [3] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男, 竹内吉弘: RC 構造物とその周辺地盤の地震応答計測<その5>, 第5回災害科学総合シンポジウム講演論文集, 1968.11, pp. 159-162.
- [4] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘: 模擬地震波の性質について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 42. 4, pp. 81-84.
- [5] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 竹内吉弘: 模擬地震波の性質について(その2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 43. 5, pp. 141-144.
- [6] 小堀鐸二, 井上 豊, 鈴木 有: 弾性地盤の Ground Compliance, 日本建築学会論文報告集, 第 89 号, 昭 38. 9, p. 194.
- [7] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鈴木 有: 基礎地盤の Dynamic Compliance の Simulation について, 日本建築学会論文報告集, 第 103 号, 昭 39. 10, p. 100.
- [8] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の動的応答(その2), 日本建築学会近畿支部講演論文集, 昭 40. 5, pp. 133-136.
- [9] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男: 基礎地盤の Dynamical Compliance を考慮した構造物の非線型地震応答(その2), (その3), 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭 40. 9, pp. 125-126.
- [10] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した弾

- 塑性構造物の地震応答，日本地震工学シンポジウム講演集，昭 41. 10， pp. 267-272.
- [11] 小堀鐸二，南井良一郎，井上 豊，鎌田輝男： Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答（第 3 報），京都大学防災研究所年報，第 10 号 A，昭 42. 3， pp. 261-281.
- [12] 小堀鐸二，南井良一郎，井上 豊，鎌田輝男： Ground Compliance を考慮した構造物の振動特性，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭 43. 5， pp. 125-128.
- [13] 小堀鐸二，南井良一郎，井上 豊，有岡真一： Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答性状について，日本建築学会大会学術講演梗概集＜構造系＞，昭 47. 10， pp. 609-610.
- [14] 小堀鐸二，井上 豊，河野允宏，前田幸典：非線形境界層を考慮した地盤 — 構造物系のランダム応答，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭 48. 6， pp. 13-16.
- [15] 小堀鐸二，井上 豊，河野允宏，前田幸典：非線形境界層を考慮した地盤 — 構造物系の応答特性（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集＜構造系＞，昭 48. 10， pp. 723-726.
- [16] 棚橋 諒，小堀鐸二，金多 潔，南井良一郎，井上 豊，竹内吉弘，田川健吾：振れを伴う構造物の耐震解析（アナログ・コンピューターによる非線型過渡振動解析・3 ～ 5），日本建築学会論文報告集，第 69 号（大会号・I），昭 36. 10， pp. 485-496.
- [17] Kobori, T., Kaneta, K., Minai, R. and Inoue, Y., “Analog Computer Analysis of Non-linear, Transient Vibration of Structures (Third Report)”, Proc. of the 11th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1961, pp. 267-274.
- [18] 棚橋 諒，小堀鐸二，金多 潔，南井良一郎，井上 豊：下部構造の弾塑性特性の上部構造地震レスポンスへの影響，京都大学防災研究所年報，第 5 号 A，昭 37. 3， pp. 113-128.
- [19] 棚橋 諒，小堀鐸二，金多 潔，南井良一郎，井上 豊：構造物の耐震性に及ぼす地盤連成の効果（アナログ・コンピューターによる非線型過渡振動解析・6），日本建築学会論文報告集，第 75 号，昭 37. 8， pp. 7-12.
- [20] 棚橋 諒，小堀鐸二，金多 潔，南井良一郎，井上 豊：構造物の耐震性に及ぼす下部組織連成の効果，地震工学国内シンポジウム（1962年）講演集，昭 37. 11， pp. 159-164.
- [21] Kobori, T., Kaneta, K., Minai, R. and Inoue, Y., “Analog Computer Analysis of Non-linear, Transient Vibration of Structures (Fourth Report)”, Proc. of

the 12th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1962, pp. 237-240.

- [22] Kobori, T., Kaneta, K., Minai, R., Mizuhata, K. and Inoue, Y., “Analog Computer Analysis of Non-linear, Transient Vibration of Structures (Fifth Report)”, Proc. of the 13th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1963, pp. 290-294.
- [23] 小堀鐸二, 金多 潔, 南井良一郎, 水畑耕治, 井上 豊: アナログ・コンピューターによる構造物の非線型振動解析(第6報), 第14回応用力学連合講演会論文抄録集, 第Ⅳ部, 昭 39. 9, pp. 23-24.
- [24] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳隆大: 地震応答に及ぼす構造物のモデル化の影響について, 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭 40. 9, p. 136.
- [25] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 弾塑性多層構造物の地震応答解析と耐震設計資料の誘導, 京都大学防災研究所年報, 第9号, 昭 41. 3, pp. 137-164.
- [26] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 弾塑性多層構造物の地震応答解析とその応答量の検討について, 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭 41. 10, p. 151.
- [27] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 建築構造物の地震応答の適正化について<その1>, <その2>, 第3回災害科学総合シンポジウム論文集, 1966. 10, pp. 194-201.
- [28] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 高層構造物の応答剪断力分布と適正動力特性分布について, 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭 42. 10, p. 186.
- [29] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 高層建築構造物の動力特性の適正化について, 第4回災害科学総合シンポジウム論文集, 1967. 10, pp. 170-173.
- [30] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 高層建築物の適正耐震設計資料について — 弾性応答に基づく考察 —, 京都大学防災研究所年報, 第11号A, 昭 43. 3, pp. 439-474.
- [31] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 高層構造物の適正弾性動力特性<弾性応答の一般的傾向について>, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 43. 5, pp. 105-108.
- [32] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 高層構造物の適正動力特性<塑性領域における一般的傾向>, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭 43. 10, pp. 433-434.
- [33] 小堀鐸二, 井上 豊, 河野允宏, 奥本英史: 弾塑性構造物の地震応答に及ぼす減衰効果, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 48. 6, pp. 21-24.

第 2 章 自然地震による地盤—構造物系の応答特性

2.1 まえがき

建築構造物の合理的な動的耐震設計法を得るには、外乱として想定されるべき地震動の特性を明らかにするとともに、地盤を含めた構造物系の妥当な動力学モデルを設定し、耐震安全性を示す第 1 義的に重要な尺度に関する応答解析を実施して、構造物の終局状態に至るまでの挙動を詳細に把握しなければならないことは既に指摘されて来たところである^{[2.1]~[2.2]}。

ここにおいて、地震動の性格は、その発震機構、震源位置、地震規模、伝播経路、観測点における地盤構造等によって種々異なり、たとえ特定の 1 地点における地震動に限定したとしても、その地点に関する macro な seismicity にかかわるもの及び対象とする地盤に固有な動的特性など micro な震動特性によるものが含まれ、一概に論じ得ないことは当然である。しかるに構造物の耐震設計の立場からは、設計構造物の弾塑性動力学特性の考慮のもとに、建設地盤において蓋然性のある地震動の中から最も破壊的であるものを地震外乱として想定する必要がある。したがって、対象とする地盤における自然地震の性格ないしは特性を明らかにすることはその地盤の総合的な震動特性を知り、耐震設計における地震外乱を想定する上で極めて重要である^[2.3]。

また、地震時における中低層の建築構造物の動的挙動については、その基礎地盤の動力学特性によって大きな影響を受けることは過去の震害の例^[2.4]を挙げるまでもなく広く認められているところである。したがって、動的耐震設計における構造物系の応答解析に当っては、地盤及び構造物によって構成される連成動力学系モデルを設定して、両者のフィードバック作用を妥当に考慮しなければならない。地盤及び構造物からなる連成系の動力学モデルの設定については、第 4 章において述べるように理論的な approach として例えば Dynamic Ground Compliance によって連成系における地盤の動力学特性を表現する方法があるが、一方、自然地震によって実際の地盤—構造物系が如何なる応答性状を示すかという問題を、現象の計測によって明らかにすることは、耐震工学の分野において非常に関心の示されている問題である。すなわち、自然地震の発生時における連成系の詳細な動的挙動を、地盤及び構造物における多点同時計測によって求め、さらに、地震動の特性の不規則性と非予測性を考慮して、数多くの計測記録の確率統計的な解析から、複雑な連成系の挙動に含まれる固有の動力学特性を解明することは、理論的な研究成果との対比の上からも極めて重要な課題と

なっている。しかしながら、地震の発生を的確に予知することの出来ない現在の時点において、これらの研究を発展させるためには多くの困難を伴ない、したがって、今までに定性的にも定量的にも満足な結果が得られていない状態である。

このような耐震工学上の観点から見て、昭和40年8月以来数年間に亘って長野市松代町を中心に頻発した「松代群発地震」は、その発震機構、震源位置、地震規模等に幾分の特殊性はあるとしても、自然地震による地盤 — 構造物系の応答観測に絶好の機会を提供したものである。本章は、震源域内に建つ2階建RC構造の学校校舎およびその周辺地盤において同時観測された自然地震による地盤と構造物系の応答の解析結果にもとづいて、地盤および構造物の地震応答性状について扱ったものである。

2.2 既往の研究の概要

地震時における地盤及び構造物の挙動を観測し、地震外乱の特性及び地盤 — 構造物系の震動特性を把握することは、構造物系の合理的な動的耐震設計を行なうために極めて重要であり、近年我が国においても多くの高層建築物等を中心に強震観測が実施されて来ている。この種の強震観測は米国において逸早く1930年代に太平洋沿岸を中心に実施され始め、我が国でも1950年代から強震計の設置がなされて来た。その結果、強震時における地盤及び構造物の同時計測による動的応答記録も多数得られて来ており、観測報告、数値化記録等 original 資料の公開と同時に、若干の解析を付加した報告も多数にのぼって来ている。

そして、地震外乱の特性として、地震規模や震源距離の影響、あるいは、硬質地盤や軟弱地盤と言った概括的な地盤条件との関連について、定性的な傾向が明らかにされて来ている。一方、地盤 — 構造物の震動特性については、地盤及び構造物相互間の地震応答特性の比較に基づくものであり、良好な条件で数多くの地震に対する多点同時観測記録を得る機会は少なくなって来る。したがって、一般的な解析手法による研究成果は現在の段階では未だ数少く、概略次のような研究を挙げることが出来る。

1952年のKern County地震によるHollywood Strage Buildingのbaseとその周辺の地震記録をもとに、Housnerはresponse spectrumの手法を用いて構造物と地盤の相互作用が顕著に現われている例を示し^[2.5]、Dukeらは同じ記録にBuildingのroofの記録も含めて、Fourierスペクトル比から伝達特性を示し、理論との対比を行なっている^[2.6]。大沢らはRC構造物と周辺地盤における地震観測を数年に亘って継続し、得られた幾つかの地震記録から動特性の検出を試みている^[2.7]。また、田中らは多くの建物の地震記録と微動

記録のパワースペクトル計算を行ない、地震時における建物の基本固有周期と減衰性を常時における値と比較している^[2.8]。地盤に関しては、桜井らは松代群発地震による地盤深度の異なる数点の記録を解析し、せん断波の多重反射理論の適用性を調べている^[2.9]。

2.3 地盤および構造物の地震応答計測

2.3.1 序

本章においては、松代群発地震による鉄筋コンクリート構造物およびその周辺地盤の応答計測結果の解析に基づいて、地盤 — 構造物系の地震応答性状の考察を扱っているが、2.3 では、その計測の概算を述べ、解析結果として得られる地盤及び構造物系の地盤応答特性の把握のための条件を明確にする。

2.3.2 松代群発地震の概略

松代群発地震は気象庁松代地震観測所において昭和40年8月以降頻発性の微小地震群として観測されはじめ、徐々にその頻度を増して同年11月に1つの盛期を迎え、その後幾分減少したが昭和41年4月に再び活発化して発生頻度、地震規模共に最大に達し、壁面の亀裂、地割れ等の被害が生じた。さらに同年8月末に可成り大きい活動期があり、地盤の異常隆起や地沁り等も発生したがやがて衰微の一途をたどり、同年12月には有感地震が1日に20回前後となっている。この期間を通じて震度5の強震が8回、震度4の中震が47回発生した。理科年表^[2.10]によると昭和44年末までに松代で有感地震が62,621回、震度5が9回、震度4が50回で、地震発生回数は昭和41年4月と8月に集中していること、また、被害を伴った地震は50回であり、全体で負傷者15人、家屋の全壊10戸、半壊4戸、地すべり64件、地震の総エネルギーは $M=6.3$ に相当すると記されている。

震源位置は地震活動の消長に伴って幾分移動または拡大したが、大体において松代町を中心とする直径10～15 kmの円内に分布し、その地表面からの深さは1～10 kmと報告されている。多くの地震研究者によって松代町を中心に多角的な観測が行なわれ、地震学の上でも多くの貴重な成果をもたらした。

2.3.3 計測の対象とした地盤および構造物の概要

観測の対象とした構造物と周辺地盤は松代町中心部近くに位置し、昭和38年3月に新

築された2階建鉄筋コンクリート構造の学校校舎とその北側に面した約40m×70mのテニスコートで、構造物の断面と平面はFigs. 2.1, 2.2に示されたとおりである。各独立基礎の下には13mの松杭が14～16本配置されている。構造物内の観測点はFig. 2.2の×印で示される構造物のほぼ中央部にあたる各階床上で、1階床、2階床、屋上に対応させてそれぞれ**1F**、**2F**、**RF**の記号で略記する。地盤上の観測点はFig. 2.3に示されたとおりで、構造物内の観測点を通り構造物の張間方向に北側のテニスコートに延長した直線上の点で、構造物の北側壁面から3m、10m、20m、30m、60mの地点を選び、それぞれ**G3**、**G10**、**G20**、**G30**、**G60**の記号で略記する。また、構造物から約3m距った地点で行なわれたボーリング試験の孔を利用して地中約20mの点、さらにあらたに10mおよび1mの孔を掘り、その孔底に地中地震計を突き差して地中の観測点とし、それぞれ**GL-20**、**GL-10**、**GL-1**と略記する。構造物の張間方向は南北方向にほぼ一致しており、構造物の張間方向および地盤上の測線方向を**NS**、構造物の桁行方向および地盤上の測線と直角方向を**EW**で表わす。

この地盤のボーリング試験の結果は、Fig. 2.4に示されたとおりで、可成り軟弱な粘土層が厚く、20m附近に幾分固

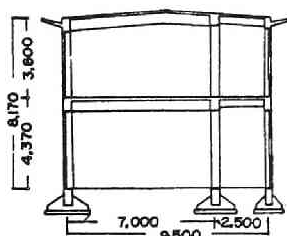


Fig.2.1 Two-story reinforced concrete structure.

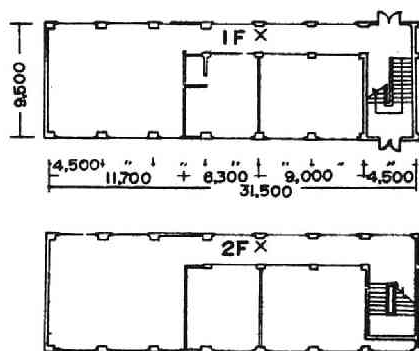


Fig.2.2 Floor plan of the structure and location of seismographs.

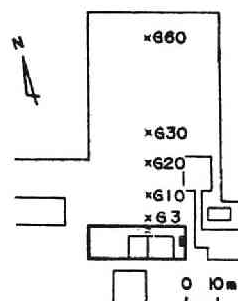


Fig.2.3 Location of seismographs on the ground-surface.

い薄い砂礫層がある。

2.3.4 地震応答計測と解析方法

地震応答計測は 昭和40年10月～11月

昭和41年 4月～5月

昭和41年 8月

の3回に亘り、比較的雑音の多い昼間を避けて主として夜間の連続観測を行なった。

使用した計測器は動コイル式の固有振動数 1c/s、感度約 1.45v/kine の地震計を水平動用6台と上下動用3台および固有振動数 3c/s、感度約 30mV/kine の回形式の3成分用地中地震計3台で、応答出力は直流増幅で適当に増幅し、PWM方式のデータ・レコーダー2台(7ch用および3ch用)に記録した。

地盤および構造物の応答波形の解析には、データ・レコーダーに収録された観測点の多様な組み合わせによる多点同時記録のうちから典型的な速度応答記録の例について、約 160 c/s のサンプリングを行なって初動より9秒間の部分のAD変換を行ない、最大振幅が1となるように正規化したのち、デジタル計算機によって各波形の自己相関関数および複素フーリエ・スペクトルならびにそれから直接に絶対値の2乗としてパワー・スペクトルを計算し、さらにデータ・レコーダーに収録された速度応答波形を適当に時間変換してアナログ計算機による微分を行なって加速度波形を求め、1質点系の速度レスポンス・スペクトル、 $S_v^{[2.5]}$ を計算した。

2.4 自然地震による地盤および構造物の応答特性

2.4.1 序

前節にその概要が述べられた自然地震による構造物及びその周辺地盤における応答計測に基づいて、本節ではそのスペクトル解析を行なう。すなわち、各応答波形の Fourier power spectrum, auto correlation function あるいは response spectrum を求めて、地盤—構造物系各部の地震応答特性を考察するとともに、spectrum の比を求め

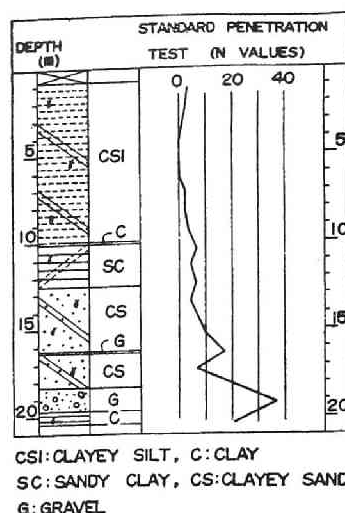


Fig.2.4 Soil profile of the site.

て地盤 — 構造物系各部間の伝達特性を明らかにする。自然地震のように非定常性の強い外乱を受ける系の応答を、確率統計的に処理して評価される spectrum あるいは伝達特性は、周波数に関する変動が大きく、有意な動特性の把握が困難な場合が多い。したがって、ここでは moving average あるいは ensemble average を行なっている。

2.4.2 地盤の地震応答特性

計測の対象とした構造物の影響が少ないと判断される地点として構造物から 30 m 距った地盤上の点 (**G30**) を選び、水平 2 成分の地震動応答を観測した結果の 1 例を絶対速度波形で Fig. 2.5 に示す。(図中 **GL-20** は地中 20 m の地点における 3 成分の絶対速度応答であり、地盤上における応答波形に比して約 4 倍に拡大して示したものである。) **G30** の応答波形について無感地震および震度 2 以下の有感地震について調べた結果では、一般に多種の異なった波形のパターンが存在するが地震規模による明らかな差異は指摘出来ないようである。水平方向の 2 成分の波形は異なっているが、周波数的には大体同じ傾向を有し、初期微動部分では 30~50 c/s、継続時間は 1 秒前後であり、主要部分では 9~12 c/s の波が卓越した部分が 1~2 秒継続し、其の後振巾は減少し周波数も低くなって 2~5 c/s 程度で 5~8 秒続いている。上下成分は初動から 10~30 c/s のランダム性の波形が 1~2 秒継続し、其の後振巾は減少し 3~10 c/s の波が 4~6 秒続いている。初動からの継続時間は水平成分に比較して上下成分波形は 3~5 秒短くなっている。また、振巾について比較すると、初期微動部分における水平成分波形に対する上下成分波形の比は 3 程度であるが、初期微動・主要動を通じての最大振巾については水平成分波形の方が大き

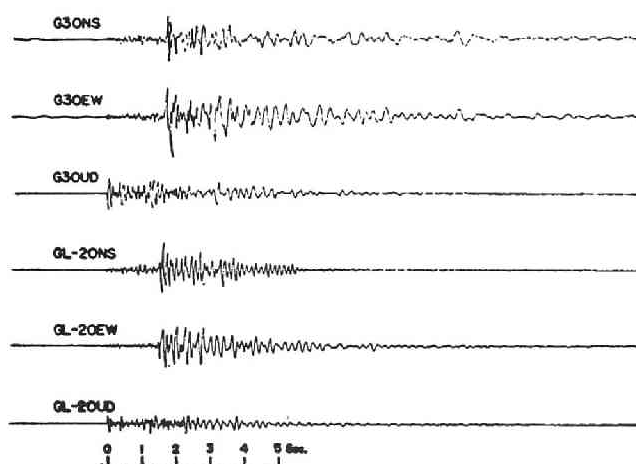


Fig.2.5 Example of the absolute velocity response of the ground.

く 1.5~2 程度である。

Figs. 2.6-(1)~(3) および Figs. 2.7-(1)~(3) は 1 つの有感地震による地盤上の応答の 3 成分速度波形についてのパワ・スペクトルおよび位相スペクトルを示したものである。水平 2 成分に関しては大体同じ傾向を示し、応答波形からもうかがわれるように 2~5c/s の範囲が最も高いパワーを有している。また、10c/s 近傍が幾分高いパワーを示し、13c/s 以上では小さくなる傾向にある。上下成分についても 4, 5c/s が最大であるが 3~15c/s の範囲で比較的一様に近い周波数分布を示し、ランダム性の強い波形であると言える。Fig. 2.8 には同じ波形の水平成分について主要動の初まわりから約 1.3 秒間の波形について同様の解析を行なったものである。12, 3c/s 附近の高周波数域を除くと両成分波形とも Fig. 2.7 に表わされた特徴と比較的良好一致した傾向を示している。

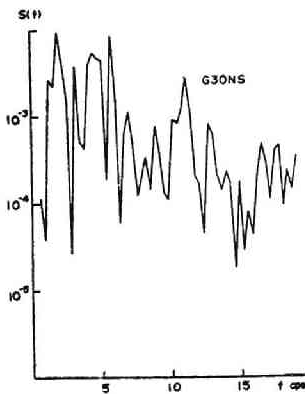


Fig.2.6-(1) Power spectral density of the absolute velocity response of the ground-surface, G30-NS component.

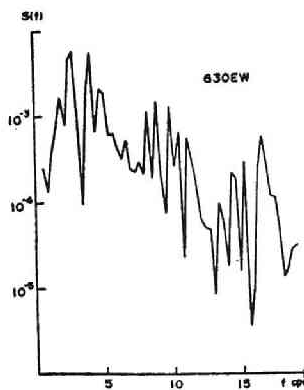


Fig.2.6-(2) Power spectral density of the absolute velocity response of the ground-surface, G30-Ew component.

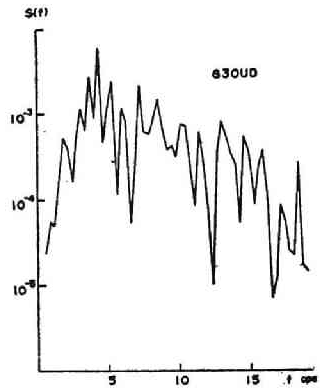


Fig.2.6-(3) Power spectral density of the absolute velocity response of the ground-surface, G30-UD component.

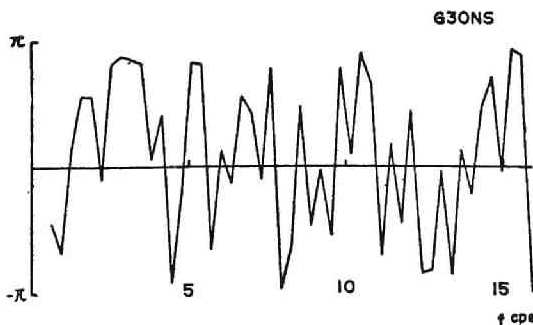


Fig.2.7-(1) Phase spectrum of the absolute velocity response of the ground-surface, G30-NS component.

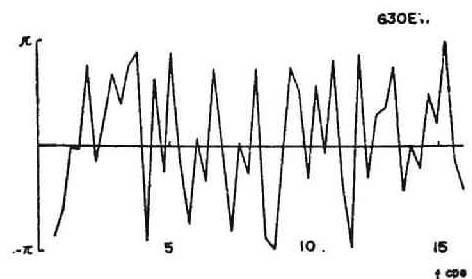


Fig.2.7-(2) Phase spectrum of the absolute velocity response of the ground-surface, G30-Ew component.

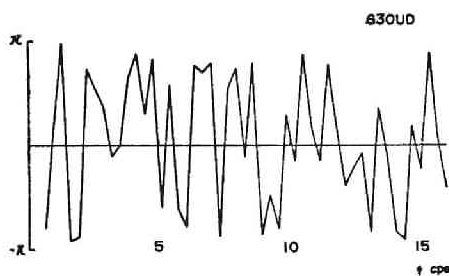


Fig.2.7- (3) Phase spectrum of the absolute velocity response of the ground-surface, G30-UD component.

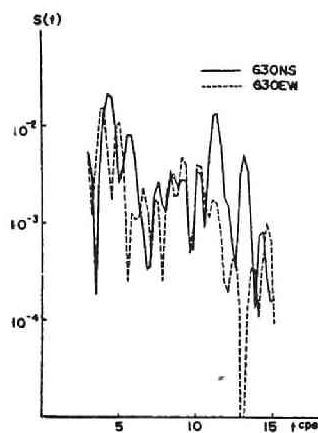


Fig.2.8 Power spectral densities of the absolute velocity response of the ground-surface during main shock.

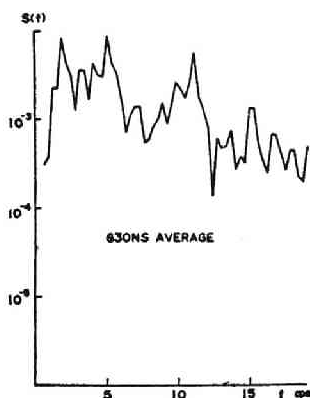


Fig.2.9 Average power spectral density of the absolute velocity response of the ground-surface.

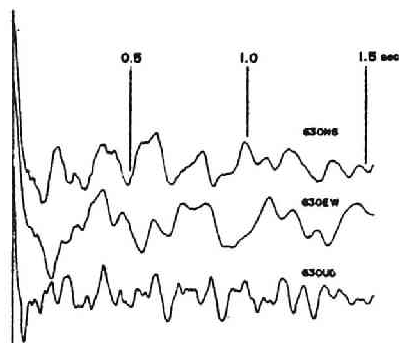


Fig.2.10 Auto-correlation of the absolute velocity response of the ground-surface.

Fig. 2.9 は 6 つの異なった地震についての **NS** 方向の速度波形のパワー・スペクトルの平均で各波形の振巾の 2 乗平均値が一定となるように補正して平均したものである。図から明らかなように 2~5c/s が一様に高いパワーを有し、13c/t 以下では小となっている。

Fig. 2.10 には Figs. 2.6, 7 に示したものと同一地震について各波形の自己相関関数が示してある。縦軸は 2 乗平均値で normalize した値をとり、見やすくするために各曲線の縦軸をずらして描いてある。3 成分波形の周波数分布について、この図からも水平 2 成分の類似性、また、上下成分のラスタム性の傾向が明らかに示されている。

地中における絶対速度応答は Fig. 2.5 に地中 20 m における 3 成分の波形、Fig. 2.11 に地表からの深さの異なった **NS** 方向の波形が地盤上あるいは構造物における応答波形に比して約 4 倍に拡大して示されている。地中における応答波形については使用した地中地

震計の固有振動数が 3 c/s であり、 3 c/s 以下の低周波数成分については地震計の感度補正が必要であり、また、応答波形からも明確には読みとることが出来ないで、ここでは 3 c/s 以上の周波数域に限定して考察する。まず水平成分波形について考察すると、主要動の始まりから $1\sim 2$ 秒間は 10 c/s を中心に $8\sim 15\text{ c/s}$ が卓越し、地盤上に比較して幾分高い周波数も含んでいる。この傾向は地表からの深さには殆んど無関係で、**GL**

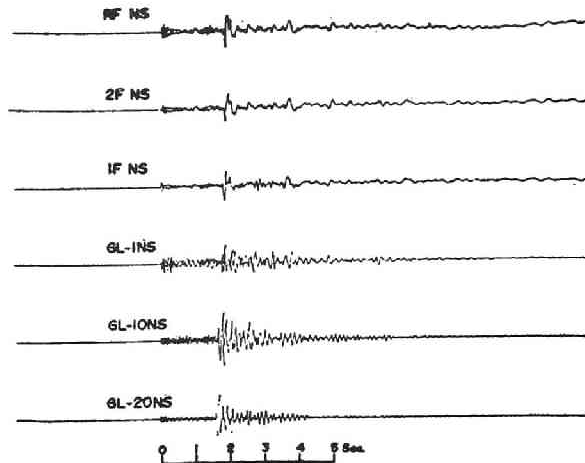


Fig.2.11 Example of the absolute velocity response of the structure and underground.

ー1, **GL**ー10, **GL**ー20の波形に共通に現れている。この部分のあとでは地表に近い点の波形では低周波数域に移行して $5\sim 8\text{ c/s}$ の波が卓越し、振巾は幾分減少の傾向にあるが、地表からの深さが増すにつれて周波数の変動はめだたなくなり、逆に振巾が急激に減少する傾向が顕著である。したがって初動からの継続時間は地表から深いほど短くなっている。主要動の初相の伝達には深さ方向に約 20 m の距離に対して $0.15\sim 0.2$ 秒程度要している。観測点における地表附近の地震波の伝播向はほぼ鉛直方向と考えられるので、この間の層の平均的なS波伝播速度は 100 m/sec 程度と言えよう。次に上下成分については、地表における応答波形に類似した周波数域を有するランダム性の波形が初動から $1\sim 2$ 秒継続し、其の後周波数は低くなっている。深さ方向についての振巾の分布は地表に近いほど大であり、初動附近の大振巾の間では地中 1 m , 10 m , 20 m についての振巾比 $1:0.8:0.5$ 程度である。其の後の振巾の減少の割合は地中 1 m における応答波形のみが比較的小となっている。

Fig. 2.12 は、構造物より北側 3 m 距った地点の地下 20 m , **GL**ー20において得られた地盤の絶対速度地震応答の3成分同時記録に対する Fourier Power Spectra である。比較のために、それと同時に地表 **G3** の地点で得られた3成分の記録に対するものを Fig. 2.13 に示す。観測点の表記法は前報と同様である。ここでは、振動数に対して重みを1とする5点即ち 1 c/s 巾の移動平均で示している。Fig. 2.12における 3 c/s 以下の部分、Fig. 2.13における 1 c/s 以下の部分に対しては地震計の感度補正を必要とするが、ここで

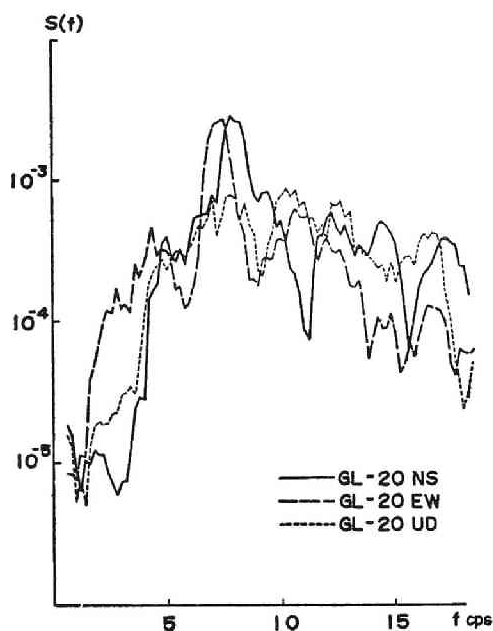


Fig.2.12 Power spectral densities of earthquake response at underground level (GL-20) smoothed by moving average.

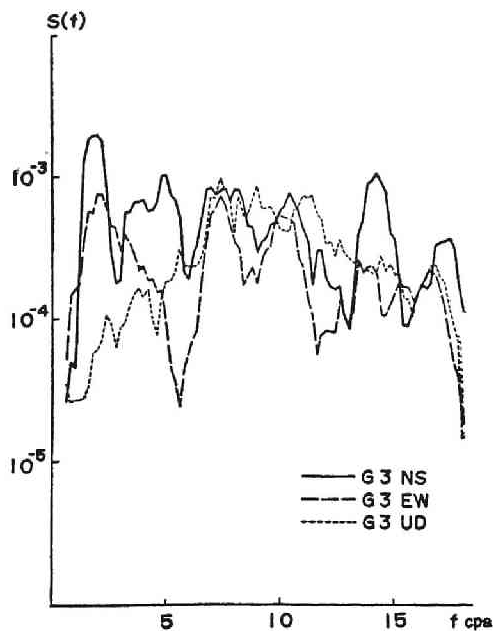


Fig.2.13 Power spectral densities of earthquake response at ground surface (G-3) smoothed by moving average.

は行なっていない。

地表と地中における地盤の地震応答性状の主たる相違点は、地表では主要動後の2～5 c/sの表面波の影響を含むと考えられるかなり定常的な部分を有するが、地中ではそういった低振動数成分は著しく減少し、地表よりも減衰が速いこと、主要部分の最大速度振巾に対する初動部分の速度振巾比は地表の方が著しく大であること等が挙げられる。既に指摘された如く、**G3**におけるNS成分には構造物の振動の影響が見られ^[2]、Fig. 2.13に示されたように3～6 c/sでNS成分がEW成分よりも相当大きなpowerを示しているが、地中においても、また地表においても水平2成分の間に本質的な相違はないと思われる。Fig. 2.12から明らかなように**GL-20**における水平成分は、ともに7～8 c/sに鋭いpeakを有し、それ以外のpeakのpowerは1/10程度であるのに反し、**G3**のpowerを有するpeakが多く見られる。即ち、地盤内部では7～8 c/sの成分が最も卓越している。また、地中において卓越する振動数成分は、その増巾効果は幾分異にするが、やはり、地表でも卓越している。

次に上下動成分についてみると、地表においても水平動に見られた2～5 c/sの低振動数成分のpowerは低下している。**G3**および**GL-20**ともに7～12 c/sの部分では比較

的平坦であり、高振動数域では再び power は減少しており、band noise 的な性格を有すると見られる。**G3** と **GL-20** の比較では水平動成分の場合程明確な相違は見られず、この地盤で高々地下 20 m と地表の間での上下動成分の周波数特性の変調は顕著でないことが指摘される。

Fig. 2.14～2.16 は地中深さ方向に測点を取り、地下 1 m, 10 m, 20 m の地点、即ち **GL-1**, **GL-10**, **GL-20** において得られた同一地震に対する地盤応答 NS 成分の Fourier Power Spectra である。先に述べた如く、地中の水平成分では 7～8 c/s に顕著な peak を有するが、これは、これら 3 点についても適合する。**GL-1** では **GL-10** または **GL-20** に比して低振動数成分の power が大となるのに反して、高振動数成分の power は低下している。これは、地盤構成にもよるが、地表近くでは低振動成分が多く、地中深い所では高振動数成分が大であることを示す。また、**GL-1** では 7 c/s 近傍に鋭い peak を有するのに反し、**GL-10**, **GL-20** ではその他の振動数に power の大きい部分があり、6 c/s 以上では比較的平坦になる傾向が見られるが、先に示した **GL-20** では 7 c/s の peak が特に鋭いことから、地盤の動きは地震個々によって性格をかなり異にするとと思われる。今後、地盤そのものの波動伝達特性の面からの検討が要求される。

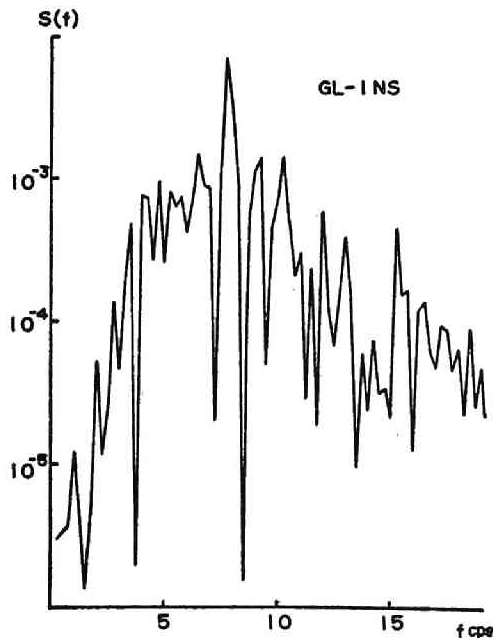


Fig.2.14 Power spectral density of earthquake response at underground level (GL-1).

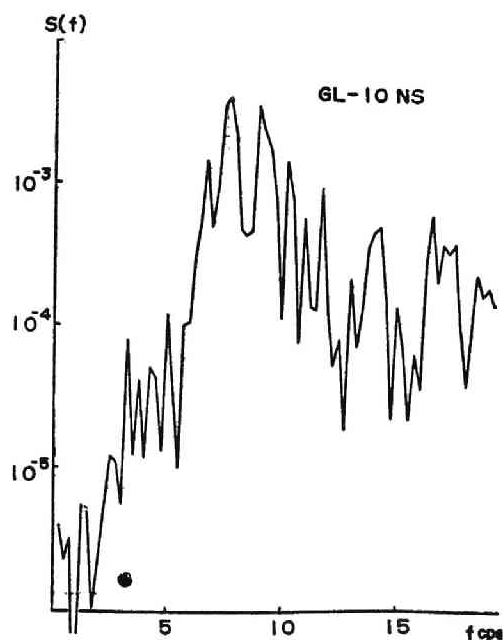


Fig.2.15 Power spectral density of earthquake response at underground level (GL-10).

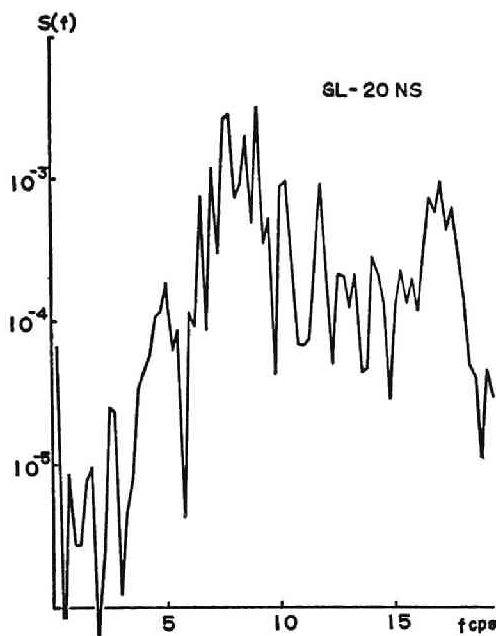


Fig. 2.16 Power spectral density of earthquake response at underground level (GL-20).

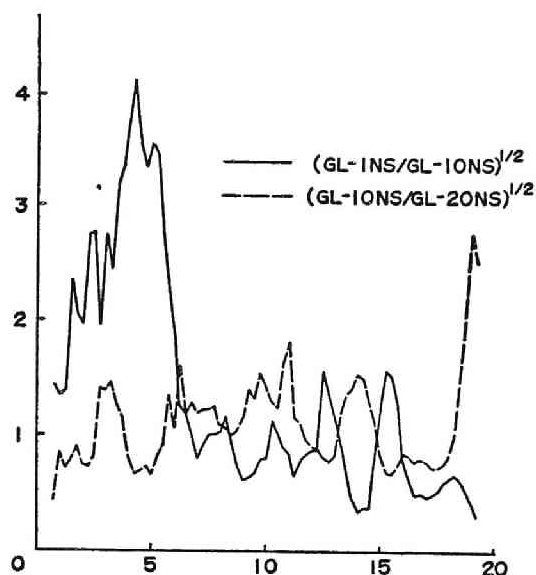


Fig. 2.17 Square root of earthquake response at each underground level.

Fig. 2.17 は power の比の平方根で近似的な意味での地盤内部の伝達特性を表わしたもので、**GL-1** と **GL-10** および **GL-10** と **GL-20** の間には明らかな相違があることが示されている。即ち、**GL-1** と **GL-10** の間には 4.2 c/s を中心とする低振動数成分の増巾が著しく、一方、**GL-10** と **GL-20** では多少の変動はあるが、大略的にみてほぼ同等である。前者の増巾効果には構造物の振動の影響も含まれるが、**GL-10** および **GL-20** では、その影響は少い。地下 $18 \sim 20 \text{ m}$ に存在する薄い砂礫層の影響はあまり見られない。

構造物の存在が周辺地盤の応答におよぼす影響を考察するために、構造物の壁面に直角に測線を設け、構造物から 3 m , 10 m , 20 m , 30 m , 60 m の地点の地盤上の測線方向の応答波形を構造物 1 階床におけるものと同時に Fig. 2.18 に示す。定性的な傾向として、構造物に近いほど初期微動振巾が大であることが明らかであり、また、周波数的には主要動の始まりから $1 \sim 2$ 秒間は 5 つの観測点によって大きい変化はないが、其の後の $2 \sim 5$ 秒間の **G60**, **G30** の波に含まれている $5, 6 \text{ c/s}$ の波が構造物に近づくにつれて次第に少なくなっている。

Fig. 2.19 は 1 つの有感地震による **G60**, **G30**, **G3** 地点の速度応答波形のスペクトル密度を示したもので、大略の傾向を見出すために約 0.32 c/s 間隔で計算した結果を 5 点づ

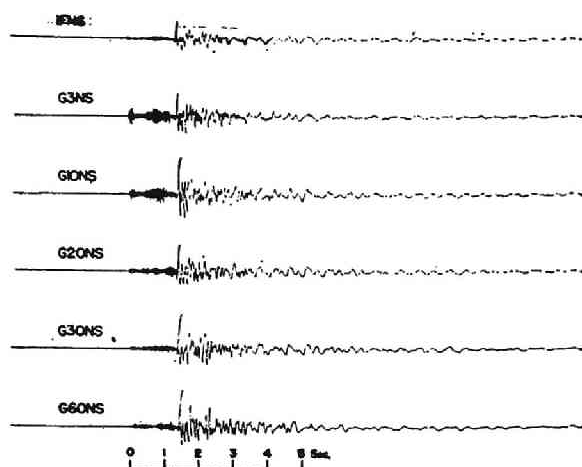


Fig.2.18 Example of the absolute velocity response of the structure and ground-surface.

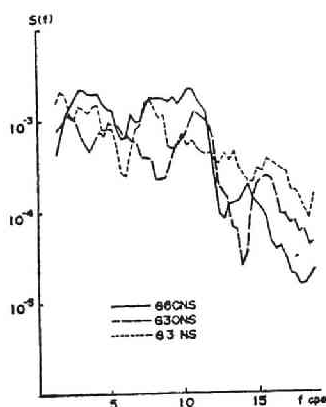


Fig.2.19 Power spectral densities of the absolute velocity response of the ground-surface smoothed by the moving average.

つ重みを一様とする移動平均操作を行なっている。約 30 m づつ距たった 3 地点における波形の周波数分布の状況は可成り異なっていて明瞭な傾向は見出し難いが、 2 c/s 以下および 15 c/s 以上の周波数が **G3**, **G30**, **G60** の順にパワーの高いこと、 $10 \sim 12\text{ c/s}$ では逆に **G60**, **G30**, **G3** の順に高いこと、 $5, 6\text{ c/s}$ では **G3** の波形のみ相対的に低いことが指摘出来る。各波形の自己相関関数は Fig. 2.20 に示すとおりで、**G60** と **G30** については比較的類似した傾向を有しているが、**G3** については地盤 — 構造物系の連成振動応答と推定される 2 c/s 程度の低周波数成分が明瞭に現れている。これ等の考察のみでは未だ断定出来ないが、一応ここで対象として観測した構造物の場合は 30 m 程度距たった地点における応答波形にはその連成による影響を無視出来るものと思われる。

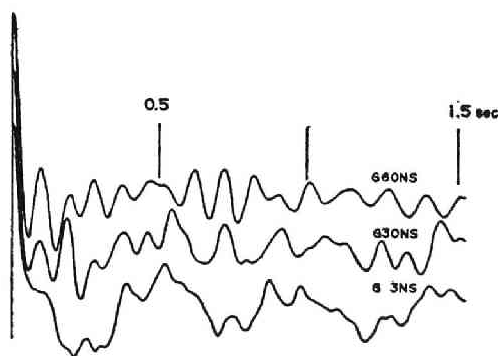


Fig.2.20 Auto-correlation function of the absolute velocity response of the ground-surface.

2.4.3 構造物の地震応答特性

地盤と構造物の同時観測記録から示される構造物の応答特性について、ここでは構造物の張間方向（NS 方向）に限定して考察する。構造物の張間方向の絶対速度波形の例が Figs. 2.11, 21 に示されている。Fig. 2.21 の下段にはデータ・レコーダーに収録した記録から差を求めた相対速度応答波形を同図の上段の絶対速度応答波形と同一の倍率で示してある。

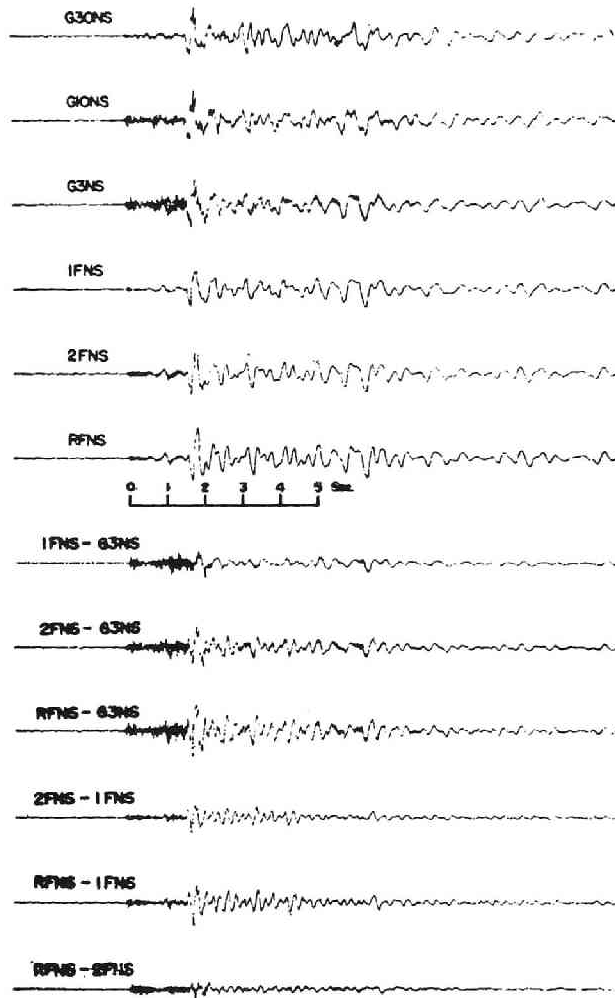


Fig.2.21 Example of the velocity response of the structure and ground-surface.

構造物内部における波形は初期微動部分を除いて、構造物から 3 m 距った地盤上の点 (G3) の波形に含まれている 15 c/s 以上の周波数がフィルターされた形を示している。この傾向は 2 階、屋上と上層におよぶにしたがって明瞭に認められる。また、主要部分では

構造物各階間に可成りの相対変形が生じていることが認められるが、この変形も3～4秒経過すると減衰し、大略剛体的並進運動を示して地盤上の応答波形とはほぼ同様な波形となっている。

波形の最大振巾は構造物内では上部ほど大きく、また、地盤上対構造物で最大振巾比を示すと、有感地震で1:0.7～1.2、無感地震で1:0.5～0.9程度である。地震規模が小さくなるに従って応答波形に高い周波数成分が比較的多く含まれており、地盤—構造物の連成系の固有振動数が地震規模の大小によって変化して、微小地震では連成系の固有振動数が地盤上の応答に含まれる卓越した周波数域と距たった高い領域に移るために、構造物の応答が幾分小さくなるとも考えられる。

次に $2F-1F$, $RF-1F$, $RF-2F$ で示される相対速度応答は概ね同位相にあって比較的類似した波形を示し、振巾比は1:2:1程度である。相対速度波形は周波数的には主要動部分で8～12 c/sの波が1～2秒継続し、其の後3～7 c/sの波が卓越して3～4秒で減衰している。Fig. 2.22はFig. 2.21に示した応答波形の主要動の始まりから0.8秒間について、構造物の応答を絶対速度モードで0.04秒間隔で示したものである。各階床の応答は概ね同位相にあり、地盤—構造物の連成系の主としてロッキングの優勢な低次のモードが誘発されていることが明らかである。

Fig. 2.23は3ないし4つの地震による速度応答波形のスペクトル密度の平均を1階床(1F)および2階床(2F)について示したものである。両者を比較すると2 c/s以下では大体一致しているが、3～7 c/sでは2Fの方が相対的に大、8～12 c/sでは2Fの方が

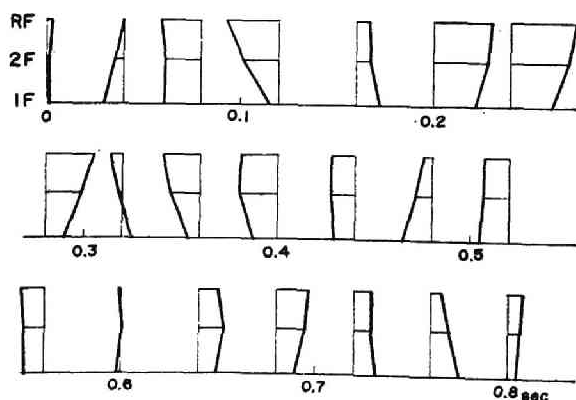


Fig.2.22 Vibration mode shapes (expressed by the absolute velocity) of the structure during main shock.

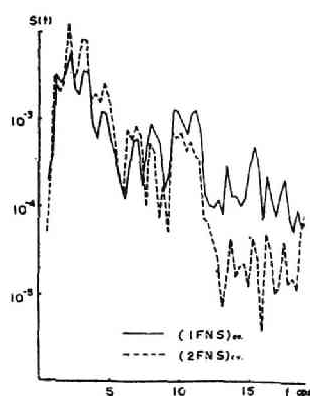


Fig.2.23 Average power spectral densities of the absolute velocity response of the structure.

秒
と
七を
小
造物
有価
情に
比喩
主要
で減
につ
応答
モー
階床
では
ちが

啓
は
ち

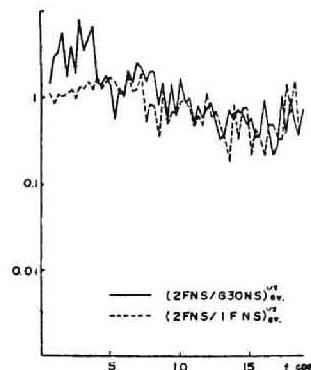


Fig.2.24 Average of the ratio of the square root of the power spectral density of the absolute velocity response of the structure and ground-surface.

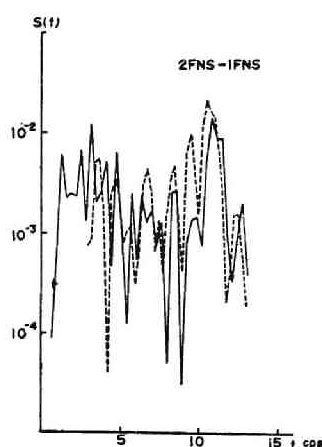


Fig. 2.25 Power spectral densities of the relative velocity response of the structure ; Solid line : Power spectral density for full timeduration (9 sec) of a seismic wave ; Broken line : Power spectral density for main shock (1.3 sec) of the same seismic wave.

Figs. 2.26, 27 は 1 つの有感地震の主要動部分の約 1.3 秒間について求めた地盤上と構造物の相対速度応答のパワー・スペクトルと位相スペクトルを示したものである。パワーで比較的高い値を示している 7 c/s 前後では $2F-G30$, $1F-G30$ の位相はほぼ一致しており、連成系の回転と 1 方向の相対変形の卓越した低次のモードが予想され、又、11 c/s 近傍のピークでは両位相の差は π に近く、符号の異なった相対変形を含む高次振動モードであろうと考えられる。

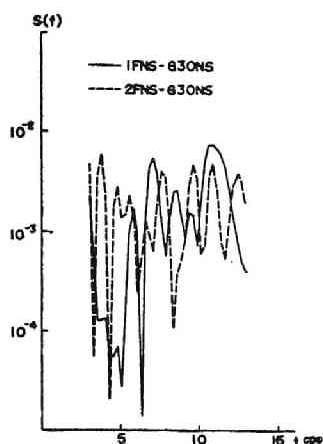


Fig.2.26 Power spectral densities of the relative velocity response of the structure during main shock.

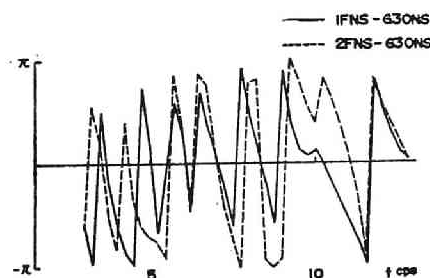


Fig.2.27 Phase spectra of the relative velocity response of the structure during main shock.

構造物の振動が地表の応答に及ぼす影響を見るために、構造物 1 階床および構造物から 3 m, 10 m, 20 m, 30 m 距った地点で、同時に得られた NS 成分の応答波形に対するフーリエ・スペクトル密度を求め、その移動平均操作を行なった後、 $G30$ の地点の応答を基準にして各点の応答の $G30$ に対する比を示すと Figs.2.28, 29 のようになる。Fig. 2.28 で

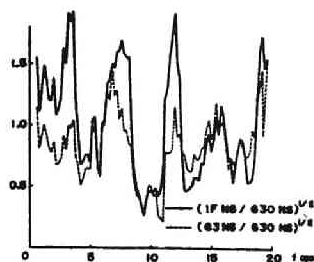


Fig.2.28 Spectral ratio of the response of the structure to ground-surface.

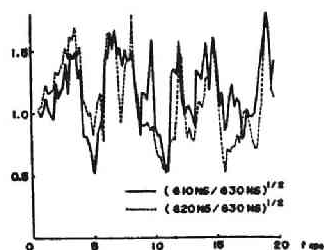


Fig.2.29 Spectral ratio of the response of ground-surface.

は1階床で4cps以下の低振動数域、7~8cps, 12cps, 16cps, 19cpsの増巾が大であり、**G3**では低振動数域を除いて1階床とほぼ同様となっているのに対して、Fig. 2.29に示された**G10**および**G20**についての比較では、両者が非常によく類似しているのに加えて、**G3**に比して9~10cps, 13~15cpsの成分が増大している。また、**G30**に対する**G10**及び**G20**のスペクトル比は若干の変動はあるが、概略平坦であると見ることが出来、一方、**1F**および**G3**の場合はかなり明瞭なピークを有することから、**G30**、**G20**、**G10**は概ね同様の応答特性を示しているものと考えられるが、**G3**の応答特性には構造物の振動の影響が多分に含まれているであろうことを推定し得る。

応答特性の周期成分の特性をさらに他の面から考察するために、速度波形から適当な時間変換ののち、アナログ計算機を用いて近似微分による加速度波形を求めて、速度レスポンス・スペクトラムを計算した。近似微分の伝達特性 $\phi(s)$ は

$$\phi(s) = k \cdot \frac{1}{1 + 0.05ps} \cdot \frac{ps}{1 + 0.05ps}$$

k : 定数

$s (=j\omega)$: ラプラス変換演算子

p : テープ速度変換による時定数で、本解析では $p = 1/32$

である。

Fig. 2.30-(1)~(3)は3つの地震による地盤上、1階床および2階床における応答波形に対する速度レスポンス・スペクトラムの値を、それぞれの波形の最大加速度振巾を980 galとした場合に換算して平均値を示したものである。Fig. 2.30-(1)に表わされている

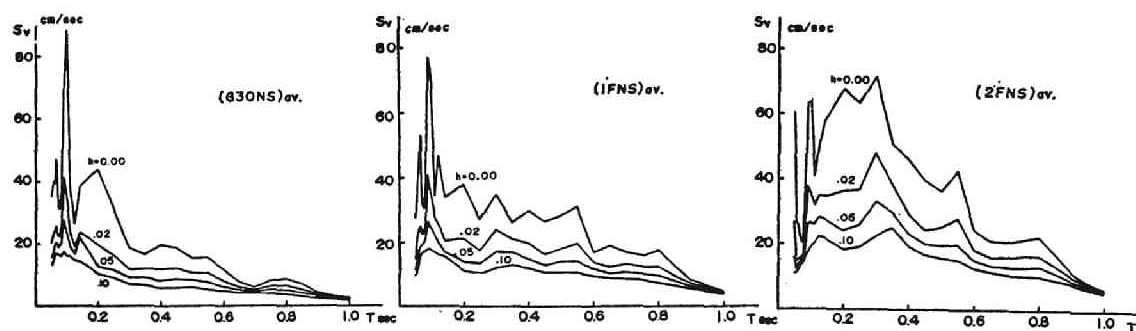


Fig.2.30-(1) Average velocity response spectra of ground-surface.

Fig.2.30-(2) Average velocity response spectra of the first floor of the structure.

Fig.2.30-(3) Average velocity response spectra of the second floor of the structure.

G30 については 0.1 秒近傍が最も大きい値を、 ついで 0.2 秒前後が大きい値を示し、 パワ・スペクトルの計算結果と比較的良く一致している。 **1F**, **2F** になると構造物の固有振動の影響が顕著に現われて来て、 **1F** では 0.1 秒前後の鋭いピークを除くと 0.1 ～ 0.5 秒に亘って一様に大きい値を示している。 **2F** では 0.15 ～ 0.3 秒がさらに顕著に大きい値を示し、 地盤 — 構造物連成系の周期特性のピークがこの範囲にあるのではないかと考えられる。

Figs. 2.31-(1),(2) には各応答波形による速度レスポンス・スペクトラムの値の比を求め、 3 つの地震について平均して示したもので、 構造物系のある種の伝達特性を示すものであるが、 これらの図から構造物内における応答波形によるレスポンス値は 0.25 ～ 0.3 秒を中心にして高い値を示していることが明らかである。 また、 系の減衰比がこれらの図に示される比の値に殆んど無関係のように示されており、 各応答波形によるレスポンス値におよぼす減衰の効果はほぼ等しいと言える。 さらにこれらの図から、 それぞれの応答波形の間には可成り強い相関があり、 また、 応答波形を時系列として見た場合、 定常ランダム性と思し難いと考えられ、 一方、 地盤 — 構造物の連成系の減衰機構が複雑な構成であることが推定される。

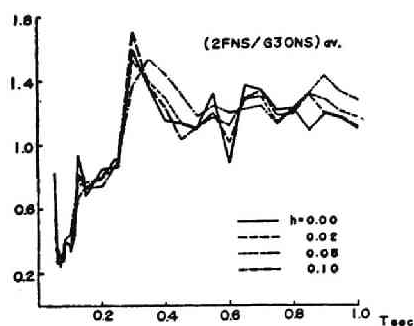


Fig.2.31-(1) Average ratios of velocity response spectrum of the second floor of the structure to that of the ground-surface.

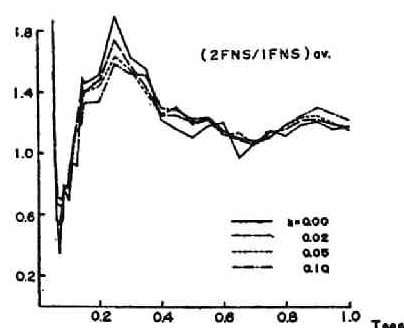


Fig.2.31-(2) Average ratios of velocity response spectrum of the second floor that of the first floor of the structure.

Figs. 2.32～34 は構造物の絶対速度波形のフーリエ・スペクトル密度の比の $1/2$ 乗を、 3 つの異なった有感地震について 1 階床の応答に対する 2 階床および屋階床の応答、 さらに 2 階床の応答に対する屋階床の応答について描いたものである。 解析は初期から 10 秒間に亘る地震継続時間の全域を覆っている。 これらの図から見られる如く 3 つの異なった有感地震による各応答波形の振巾比の周波数的な傾向は可成りよく似かよっており、 また、

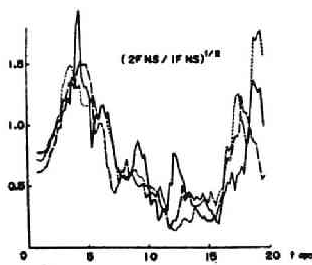


Fig. 2.32 Average ratio of the power spectral densities of the second floor response to the first floor response.

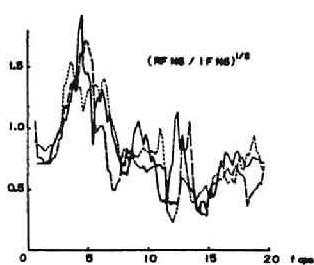


Fig. 2.33 Average ratio of the power spectral densities of the roof floor response to the first floor response.

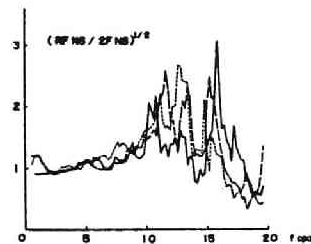


Fig. 2.34 Average ratio of the power spectral densities of the roof floor response to the second floor response.

他の解析結果から導かれる地盤 — 建造物の連成系の動特性と比較的良好一致を示している。すなわち Fig. 2.32 に示される 1 階床の応答に対する 2 階床の比についてみると、4, 5 cps に明瞭なピークが各地震について現れている。2 階床の応答が大であることより低次のロッキングを含む 1 方向並進のモードの固有周波数がこの帯域に含まれることは確からしく思われる。7~17 cps では各地震についてそれぞれ振巾比は 1 以下になっているものの、詳細に検討すると、8, 9 cps 近傍と 12.3 cps 近傍にわずかながらピークを有しており、高次振動モードによる振巾比の変動を表わしている。17 cps 以上では振巾比は 1 より大となり 19 cps 前後でピークとなっているが、既に示した如く、パワーは可成り小となっており、比の形で表現すると大きなバラツキを生ずる可能性もあり、建造物系の高次の固有周波数による傾向のみであるとは言えないかも知れない。Fig. 2.33 は同様にして屋階床の応答の 1 階床の応答に対する振巾比を示している。低次のロッキングモードとして Fig. 2.32 に示されたと同じく各地震について 4, 5 cps に明確な極大値を有している。また、6 cps 近傍でやや高く、7, 8 cps で小となり、9~11 cps で相対的に大となり、12, 3 cps で可成り高いピークを有している。Fig. 2.32 においても 7, 8 cps は極小値を示し、1 階床の応答の振巾がこの帯域で比較的大であることから上心ローリングを含む固有振動モードがこの帯域に含まれている可能性が予想される。さらに屋階床の応答の場合は 17, 8 cps で振巾比は 2 階床に比して小であり、符号の異った並進の含まれる固有振動モードがこの帯域に予想される。Fig. 2.34 は 2 階床の応答に対する屋階床の応答の振巾比を示したものである。1~7 cps の帯域は殆んど一様に平坦でロッキングの優勢な低次モードの可能性を表わしているが、11, 2 cps 近傍の明確な極大値、14 cps 近傍の極小、15, 6 cps の極大など 10 cps 以上の帯域に符号の異った並進の含まれた固有振動モードの存在が各

地震について共通に可成り顕著に表われている。

昭和41年8月に得られた震度1程度の地震に対する構造物各階の絶対速度応答同時記録の中から記録の良好なものを8例選び、それぞれの波形を150 c/s の sampling で初動から10sec 間をAD変換し、最大値1、平均値0に正規化した波形に対するFourier解析を行った。その傾向については、既に前報において報告したものと大略等しいので本報では割愛する。得られたFourier Power Spectraより、**RF**と**2F**、**RF**と**1F**、**2F**と**1F**のpowerの比の平方根を求め、さらに原波形のそれぞれの最大速度振巾比を乗ずることにより、8個の地震に対するそれぞれの各階振巾比を求めた。Figs. 2.35~37はそれぞれ**RF**対**2F**、**RF**対**1F**および**2F**対**1F**の振巾比を示すもので、図に示されるMIN. およびMAX. は8個の地震に対して求めたそれぞれの比のうちで、最小および最大の数値をplotしたものである。MIN. に対するMAX. の比は低振動数域では小さく2以下であるが、高振動数域では大略10程度であって、各地震について相当のバラツキがあることが認められる。しかしながら、MIN. またはMAX. が特定の一個の地震に集中するということは見られず、また、ここに示したMIN. およびMAX. が非常に偶発的であると見られる場合が多かったので、このMIN. およびMAX. を除いた6個の各階振巾比について平均したものが図中点線で示されるAV. である。Figs. 2.35~37の縦軸はそれぞれ対数目盛で表わされ

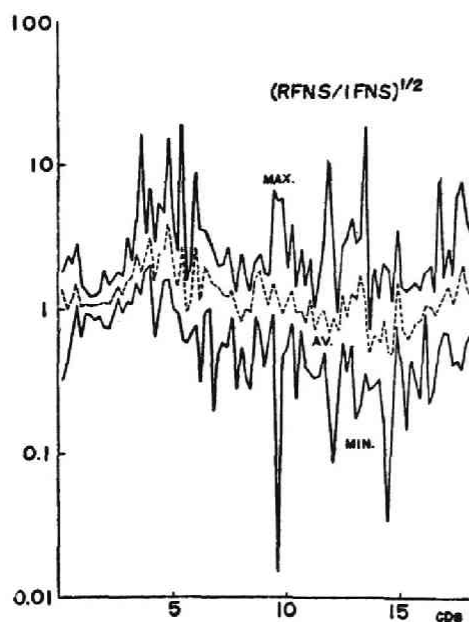


Fig.2.35 Square root of minimum, maximum and average spectral ratio of earthquake responses of structure.

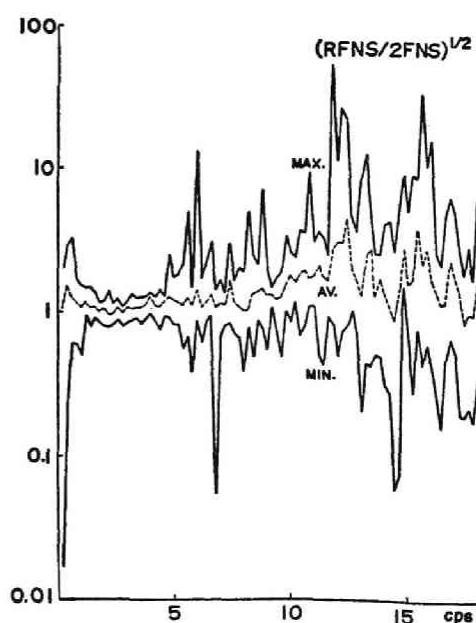


Fig.2.36 Square root of minimum, maximum and average spectral ratio of earthquake responses of structure.

ているが、この平均値のみをFig. 2.38に普通目盛で示す。実験および点線はそれぞれ $1F$ の振巾を1とするときの RF および $2F$ の絶対振巾の平均値、即ち振巾特性を示すものである。凸凹の激しいこのグラフの平滑化をはかって振巾特性を把握しやすくするために、振動数に対し5点(1c/s巾)の移動平均を求めたものをFig. 2.39に示す。但し、ここではFig. 2.38の元の傾向を失わしめないために1:2:4:2:1の重みを加えた移動平均を取った。各階振巾比の最大値は4.8c/sにおいて平均的にはFig. 2.38より4.0:3.9:1であり、また、平滑化をはかったFig. 2.39では2.9:2.6:1である。

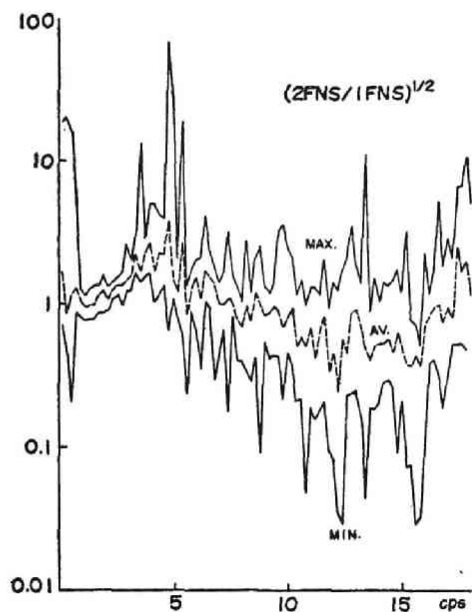


Fig.2.37 Square root of minimum, maximum and average spectral ratio of earthquake responses of structure.

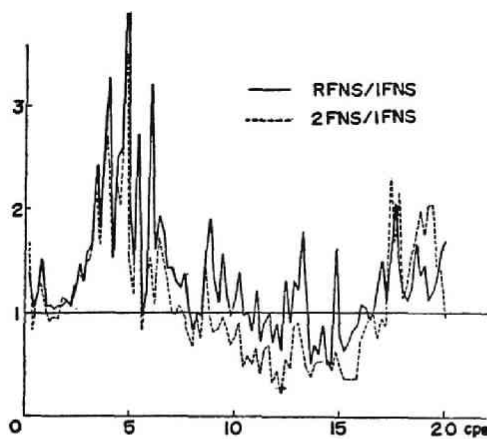


Fig.2.38 Square root of average spectral ratio of earthquake responses of structure.

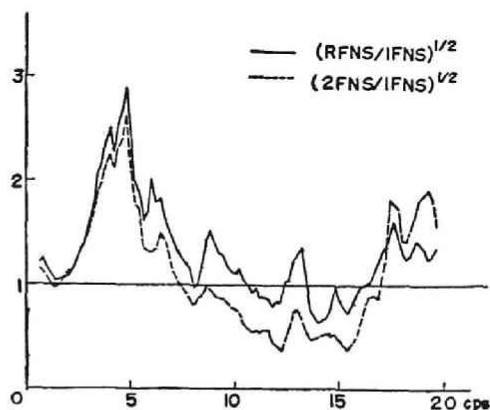


Fig.2.39 Square root of average spectral ratio of earthquake responses of structure.

なお振巾特性の基準とした $1F$ における構造物の地震応答の平均 Fourier Power Spectrum はFig. 2.23 に示されている。 $1F$ の応答は地盤の影響を強く受けるが、地盤に含まれる高振動成分は濾波されており、また、低振動数成分は増巾されている。即ち1

4 c/s で最も power が高く 5 ~ 11 c/s の部分が次いで高く、それ以上の振動数域の power は低い。

Figs. 2. 38, 39 は、この地盤 — 構造物連成系の **1F** の応答としての振巾を 1 としたときの各階振巾比を表わすもので、Fig. 2. 39 に示される傾向には幾分この **1F** の影響が認められる。即ち、Fig. 2. 39 に見られる 6 c/s, 9 c/s, 13 c/s 近傍の peak の部分は **1F** の power では谷に相当している。従って Figs. 2. 38, 39 に示される振巾特性を考察するには **1F** における地震応答の power または振巾特性との関連においてその意味を考える必要がある。

ここに示されたグラフから次の推定が可能である。

1. 1 c/s 以下の部分では地震計個々の感度の相違に対する考慮を要するが、2 c/s 以下の低振動数域で構造物は並進運動を中心とする剛体的運動を行なう。
2. **RF** ~ **2F** 間の相対変形は 5 c/s 以下では少く、**2F** ~ **1F** 間の相対変形の方が大である。構造物各階は同一の柱、梁断面を有するが階高の相違によって **2F** は **1F** の約 1.5 倍の剛性を有し、**2F** は変形が少い。
3. 各階振巾比の大小関係を巨視的にみれば、7 c/s 以下では **RF** > **2F** > **1F** であり、7 ~ 17 c/s では **RF** ≥ **1F** > **2F**、18 ~ 20 c/s では **2F** > **RF** > **1F** と見ることができる。位相に関する考慮はなされていないが、このように振動数域によって各階振巾の大小関係に相違が見られることにより、7 c/s 以下では構造物の回転中心は低位置にあり、いわゆる下心ローリングを示し、7 ~ 17 c/s では **1F** の振巾が大で、この振動数域に上心ローリングの可能性がある。18 ~ 20 c/s では **2F** の振巾が大であることから、高次の並進モードの存在が予想される。
4. 自然地震に対する構造物応答から推定されるロッキングを含む低次固有振動数は 4 c/s の近傍にある。その他 6 ~ 13 c/s, 19 c/s の近傍に固有振動数を有するものと思われる。

2.5 結 び

構造物の合理的な耐震設計は、地震動の特性を考慮し、地盤を含む構造物系の動的挙動に基づいた動的耐震設計法によるべきであり、したがって、一般には地震応答解析の段階が不可欠となる。この地震応答解析においては、入力としての地震外乱特性、応答解析用の地盤を含む構造物系モデルの動力学特性および出力としての地震応答特性の評価が主要な要素となる。これらの特性評価のうち、特に未解明の分野が多く存在する地震外乱の特性及び地盤

— 構造物系の動力学特性については、地震時の挙動を具体的に把握する実験・計測的な研究の approach が理論的な approach に平行して、あるいは先行して重要となって来る。すなわち、地震動の本質的な不規則性を考慮して、実験・計測の実施により数多くの地震応答を入手し、その応答特性の解析から共通に示される固有の性質^[2.11]と、個々の sample の有する共通の特性からの偏差を明らかにして、具体的な動的耐震設計法の確立をはからなければならない。

近年、我が国においても地盤および構造物における強震観測が広く行なわれるようになり、地震時におけるこれらの動的挙動を解明するための資料が徐々に蓄積されつつある^{[2.12] ~ [2.14]}。しかしながら、対象とし得るような地震の稀少性、非予測性、不確定性等から、得られた有意な資料も未だ数少なく、確率統計的な処理^{[2.15] ~ [2.17]}を行なうには程遠い現状にある。したがって大地震の後に継続して発生する余震^[2.18]、あるいは頻発性の地震^[2.19]に対する応答計測は、短期間に集中して、かつ、意図的に計測し得る貴重な機会と言うことが出来る。

このような観点から、昭和 40 年 8 月以来、数年間に亘って継続した「松代群発地震」は、地震工学の実験・計測的な研究に得難い機会を提供した^{[2.20], [2.21]}。本章では、この機を促えて実施した地震応答計測によって、震源域内に建つ 2 階建鉄筋コンクリート造構造物とその周辺地盤において得られた多数の応答記録の確率統計的な解析に基づいて、自然地震による地盤および構造物の応答特性の考察を扱った。

応答の計測は、地盤においては構造物からの距離の異なる地点の地表面および構造物に近接する地点の地表面下の深度の異なる地中で、構造物においては各階床中央付近および両端の壁面付近で、原則として各 3 成分の波形のうちから種々の組み合わせに対して同時多点記録を行なった。そして、これらの波形の観察および予備的なスペクトル解析を実施した上で、ここでは

- i) 地盤 — 構造物系への入力波形の特性
- ii) 地盤 — 構造物系の連成挙動
- iii) 構造物系の応答特性

の解明に主眼を置いた。すなわち、地盤における応答については、

- ① 構造物から距たった自由地表面における 3 成分波形
- ② 構造物に近接する地点の地表面下の深度の大きい地中における 3 成分波形
- ③ 構造物に近接する地点の地表面及び地表面下の深度の異なる地中における水平成分波形

④ 構造物からの距離の異なる地点の地表面における水平成分波形

構造物における応答については、梁間方向の各階床中央付近における水平成分波形に限定して、同時多点計測の結果から、各 case について幾つかの記録を用いた解析結果を示した。解析方法は、主としてパワースペクトル密度および応答スペクトルを用いて、そのスペクトル特性の評価を行なうと同時に、異なった地点でのスペクトルの比から伝達特性を検出した。

結果の詳細は既述の通りであるが、要約すると、i) については水平 2 成分は類似した特性を示し $2 \sim 5 \text{ c/s}$ のパワーが卓越すること、および上下成分はランダム性の強いスペクトル特性を有すること、ii) については対象とした地盤 — 構造物系で構造物から水平方向に 30 m、深さ方向に地表面下 20 m 距たった地点での応答波形には構造物固有の動的特性は現われないこと、iii) については、 4 c/s 以下に低次ロッキング振動特性を有していることなどが指摘された。

ここで対象とした地震外乱は、その規模および震源位置に若干の特殊性を有していると想定されるものの、解析結果は概ね妥当な結論を導いていると考えられる。なお、構造物の応答解析における地震外乱および地盤 — 構造物系の特性を明確に把握するためには、ここで述べた自然地震に対する応答の計測から求める方法に合わせて、他の実験方法、例えば、微動計測、強制振動試験等の方法を用いて、より適切な特性の検出^{[2.22]~[2.24]}が必要と思われる。

第 2 章 参考文献

- [2.1] 棚橋 諒, 小堀鐸二, 南井良一郎: 構造物の動的耐震設計法と地震レスポンス, 京大防災研究所年報, 第 5 号 B, 昭 37. 3, pp. 1-32.
- [2.2] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 弾塑性多層構造物の地震応答解析と耐震設計資料の誘導, 京大防災研究所年報, 第 9 号, 昭 41. 3, pp. 137-164.
- [2.3] 吉川宗治, 島 通保, 入倉孝次郎: 自然地震と人為加振による地盤の振動特性について, 京大防災研究所年報, 第 9 号, 昭 41. 3, pp. 119-136.
- [2.4] 今村明恒: 関東大地震調査報告, 震災予防調査会報告, 第 100 号甲, 大 14. 3, pp. 1-65.
- [2.5] Housner, G.W., "Interaction of Building and Ground during an Earthquake", Bull. of Seis. Sec. Amer., Vol. 47, No. 3, 1957, pp. 179-186.
- [2.6] Duke, C.M., Luco, J.E., Carrière, A.R., Hradilek, P.J., Lastrice, R. and

- Osfrom, D., "Strong Earthquake Motion and Site Conditions : Hollywood",
Bull. of Seis. Soc. Amer., Vol. 60, No. 4, Aug., 1970, pp. 1271-1289.
- [2.7] 大沢 胖, 北川良和, 河村壮一: 建物・地盤地震動同時観測結果の解析, 第3回日本地震工学シンポジウム(1970)講演集, 昭45.11, pp. 121-128.
- [2.8] Tanaka, T., Yoshizawa, S., Osawa, Y. and Morishita, T., "Period and Damping of Vibration in Actual Buildings during Earthquakes", Bull. of Earthq. Res. Inst., Vol. 47, 1969, pp. 1073-1092.
- [2.9] 桜井彰雄, 高橋 忠: 松代地震観測に基づく地盤震動特性の検討, 土木学会論文報告集, 第186号, 昭46.2, pp. 25-38.
- [2.10] 東京天文台編: 理科年表 第45冊 昭和47年, 昭46.12, 丸善.
- [2.11] 小堀鐸二, 南井良一郎, 竹内吉弘, 河野允宏: 確率統計的方法による多自由度構造物の線形伝達関数の決定, 第2回災害科学総会シンポジウム講演集, 昭40.10, pp. 185-188.
- [2.12] 中川恭次, 久田俊彦, 和泉正哲: 強震計記録による規準加速度スペクトルと地盤, 基礎条件, 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭40.10, p. 121.
- [2.13] Matsushima, Y., "Spectral Analysis of Higashi-Matsuyama Earthquake Records" Proc. of 3rd Japan Earthq. Engng. Symp.-1970, Nov., 1970, pp. 105-112.
- [2.14] Watabe, M., "Investigation and Analyses on Some Very Strong Motion Earthquake-Hidaka Sankei Earthquake—", Proc. of 3rd Japan Earthq. Engng. Symp.-1970, Nov., 1970, pp. 819-826.
- [2.15] Kobori, T., Minai, R. and Takeuch, Y., "Statistical Analysis of Seismic Waves", Proc. of 13th Japan Natl. Cong. for Appl. Mech., 1963, pp. 295-300.
- [2.16] Tanabashi, R., Kobori, T., Kaneta, K. and Minai, R., "Statistical Properties of Earthquake Accelerograms and Equivalent Excitation Pattern", Bull. of Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto Univ., Vol. 14, Part 2, 1965, pp. 49-68.
- [2.17] 小堀鐸二, 南井良一郎, 竹内吉弘, 河野允宏, 浅野幸一郎: ランダム応答の一考察, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭41.5, pp.
- [2.18] 吉川定治, 島 通保, 後藤典俊, 入倉孝次郎, 赤松純平: えびの・吉松町における地盤の震動特性の調査(I), 京大防災研究所年報, 第12号4, 昭44.3, pp. 33-45.
- [2.19] 後藤尚男, 土岐憲三, 亀田弘行, 秋吉 卓, 小西純一, 吉原 進: えびの地震および1968年十勝沖地震の余震観測結果について, 京大防災研究所年報, 第12号A, 昭

44. 3, pp. 67-84.

- [2.20] 吉川宗治, 島 通保, 後藤典俊: 松代周辺地域における地盤の震動特性について (第 1 報), 京大防災研究所年報, 第 10 号 A, 昭 42. 3, pp. 189-199.
- [2.21] 後藤尚男, 土岐憲三, 横山康夫, 亀田弘行, 秋吉 卓, 石田昌弘: 松代群発地震地域における震動観測結果について, 土木学会論文報告集, 第 145 号, 昭 42. 9, pp. 1-
- [2.22] 小堀鐸二, 南井良一郎, 竹内吉弘, 河野允宏: 鉄骨構造の振動実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 41. 5, pp. 69-72.
- [2.23] 小堀鐸二: 耐震試験における問題点, 日本地震工学シンポジウム (1966) 講演集, 昭 41. 11, pp. 491-496.
- [2.24] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男: 構造物の振動特性の検出について, 第 7 回災害科学総合シンポジウム論文集, 昭 45. 11, pp. 73-76.

第 3 章 地盤特性を考慮した地震動による 線形系の応答スペクトラ

3.1 まえがき

建築構造物の合理的な耐震設計とは、予想される地震波外乱群に対して、構造物の各部の地震応答が耐震安全性を規定すべき第 1 義的に重要な尺度に関して、出来るだけ一様に、応答安全率を考慮して定めた許容値内に収まるような動力学特性を設計しようとする構造物に与えることである^[3.1]。このような目的をもって地震波外乱群と構造物系の間の相関パラメータの広範な領域における概括的な応答解析の結果から適正動力学特性の分布を見出す研究がなされて来た^{[3.1]~[3.3]}。これらの研究において地震波外乱と構造物系の間のパラメータを広い領域内で設定するのは、設計対象である構造物の選定が任意に行なえる必要と同時に、将来その建設予定地に生起する地震の非予測性から地震波外乱をそのパラメータの変動領域を考慮した一つの群として考えなければならないためである。

地震はその発震機構、震源位置、地震規模、伝播経路等の要因によって基盤におけるスペクトルについて見ても種々異なった複雑な様相を呈するものと予想されるが、地表もしくは地表付近の地中において観測された地震波には更に観測点付近の local な地下構造の影響も含まれて一層複雑になると考えられる^[3.4]。したがって、ある特定の地盤に限定してもその地点で将来観測され得る地震波を唯一の確定パターンとして定めることは困難な状態にあるといえる。しかしながら、構造物の耐震設計の立場からは、耐震安全性の検討を行なうために地震波外乱を想定する必要がある、過去に種々の異なった地盤で観測された強震記録、あるいはその地点で観測された小規模地震の振巾を拡大したもの等を地震波外乱として採用し、不明確な要素に対する安全性の考慮として周波数および振巾に関するパラメータの値を変動させて、比較的広い領域における地震応答から耐震安全性の検討を行なって来ている^{[3.1]~[3.3]}。

一方、地表付近の地下構造による振動特性は弾性波探査、加振器等による強制振動試験等の方法によって実験的にも確かめることが出来^{[3.5], [3.6]}、基盤から地表までの表層地盤の伝達特性をある程度知ることが可能となって来ている。この伝達特性と自然地震の記録のスペクトル解析の結果とを合わせて、地表付近において予想すべき地震波のスペクトル的な特性をある程度推定することは出来よう。そこで、この結果に更にその地点に建設される構造

物の動力学特性との関係を考慮して、応答解析のために想定すべき地震波外乱群のスペクトルの特性を定めることが出来る。

本章では、このようにして規定されたスペクトルの特性を有するような応答解析のための確率統計的な意味での等価地震波を作り、単純な擬定常確率過程に属するものとしての評価によってその性質を考察するとともに、このようにして作られた地震波外乱による最も簡単な振動系である1質点系の速度応答スペクトラを描いて、応答スペクトラの上からもその性質を考察しようとしたものである。すなわち、地震波外乱の規定されたスペクトルの特性を、取り扱いが便利のように近似伝達関数で表現し、analog 計算機上の回路に模擬して、電子管式の noise generator の出力から電氣的に模擬地震波を得、そのスペクトル密度、振巾確率密度を求め、また analog 計算機によって1質点系の弾性応答を計算し検討を加える。さらに、非定常出力に対してある等価的な意味での定常化出力を定義し、定常確率過程の ergode 性を仮定して空間領域での最大値を等置して平均応答スペクトラの半解析的表現を行ない、この解析によって得られた数値を適用して入力スペクトル密度と応答スペクトラとの関係を論ずる。

3.2 既往の研究の概要

3.1において述べたように、ここでは、まず、実験・計測によって検出された地盤の震動特性に基づいて、応答解析のための模擬地震波群を具体的に作製する過程を扱っている。ついで、入力スペクトル特性に応じて特徴づけられる線形構造物系の応答特性のうち、特に最大応答に着目し、不規則振動論の立場から平均速度応答スペクトルの解析的な表現を誘導し、前段で得られた模擬地震波を用いてこれを検討している。すなわち、地盤の震動特性を考慮した構造物系の設計スペクトルを解析的及び数値実験的に明らかにすることを目的としている。このように地盤の震動特性の規定から線形系の平均最大応答の推定を一貫して行なった研究は過去には見られないが、関連する研究としては、大略以下のような研究を挙げる事が出来る。

Housner らは多くの地点における強震記録に対する応答スペクトルの解析を行ない^[3.7]、後にこれから Average Spectrum を示した^[3.8]。Newmark らは地震動をランダムパルス列として扱い、これに対する線形系応答を求めた^[3.9]。一方、金井は地盤の震動特性に関する半実験式を提案し^[3.10]、田治見はこれをスペクトル密度の形で表現して、線形系の不規則応答を示した^[3.11]。Bycroft は white noise を入力として応答解析を実施し^[3.12]、

ついでBolotin^[3.13], Bogdanoffら^[3.14]は地震動を nonstationary stochastic process として扱った。Rosebluethらはwhite noise入力に対する最大応答の確率分布を示し^[3.15], HousnerとJenningsは模擬地震波に対する平均応答スペクトルを導いた^[3.16]。Shinozukaは nonstationary での扱いで応答の標準偏差を求めるとともに、応答のレベル超過確率の上下界を示した^[3.17]。AminとAng^[3.18], Iyengarら^[3.19]は強震記録の解析を行なって、模擬地震波のパラメータを定めて応答スペクトルを求め、Levyらは同様の手法で模擬地震波を作製し、理論値との比較を行なっている^[3.20]。

3.3 地盤特性の Simulation と模擬地震波の作製

3.3.1 序

構造物の動的耐震設計の立場からは、その設計過程における地震応答解析は現段階では未だ不可欠と考えられる。この地震応答解析においては、通常、地震外乱群の想定及び耐震安全性の評価尺度の選定を適切に行ない、設計対象である構造物を妥当な動力学系モデルに抽象することによって解析が行なわれ、地震応答量が安定、かつ、一様に許容値内に収まるように設計パラメータ値がフィードバックループを通して決定される。

ここで想定される地震外乱群に関しては、近年各地での強震観測が実施され、地震動記録も入手されて来ているが、地震の非予測性と不確定性から特定の地点において将来生起するであろう地震を規定するためには資料の充実度は程遠い現状にある。したがって、数少ない地震記録からその特性を検出し、また、建設地地盤の震動特性を理論的、実験的に把握して、これらに共通の特性に不確定要素に対する安全性を考慮に含めた一群の地震外乱を想定する必要がある。以上のような観点に立って規定された地盤特性を満足するような地震外乱の確率モデルを作製するために、ここでは比較的滑らかな任意のスペクトル特性として与えられる地盤特性を有理関数形の伝達特性として表現し、これを用いたアナログ回路を構成して作製された模擬地震波の近似度の検討を扱う。

3.3.2 スペクトル特性の近似関数表示

ある構造物の建設予定地における地盤の振動特性と seismicity とから、その地点に将来起るであろうと予想される地震の確率統計的な意味でのスペクトルの特性を規定して、構造物の耐震設計を行なうにあたって、そのような地震波外乱に対して構造物の応答性状を stochastic な手法で把握するとともに、実際の設計法と結びつけ易い応答量を定める

ことが必要となる。したがって、規定されたスペクトルの特性を有するような地震波外乱を確率統計的パターンとして求めるために、ここで用いたのは、電子管式の noise generator の出力を white noise 入力として、規定されたスペクトルの特性から近似された伝達特性を有する系を通して得られる出力を採用する方法である。Fig. 3.1 に示されている折線はここで規定された速度振巾のスペクトルの特性で 1 ~ 15 cps の領域のみで定義されている。これを取り扱いが便利のように有理関数形の伝達関数で近似するには次の方法が考えられる[3.21]。

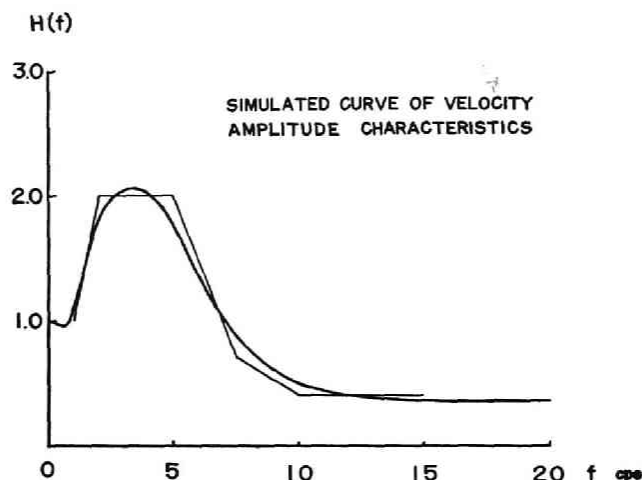


Fig.3.1 Prescribed velocity amplitude spectrum and simulated velocity amplitude spectrum.

与えられたスペクトルの特性を $A(\omega)$ とし、

$$A^2(\omega) \simeq |\phi(j\omega)|^2, A^2(0) = 1 \quad (3.1)$$

で表わし、これを

$$A^2(\omega) \simeq \prod_{i=1}^n B_i\left(\frac{\omega}{\omega_i}\right) \quad (3.2)$$

$$B_i\left(\frac{\omega}{\omega_i}\right) = \frac{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right)^{2\beta_i}}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right)^{2\alpha_i}} \quad (3.3)$$

で近似する。ここに α_i, β_i は整数を示す。したがって

$$\phi(j\omega) = \prod_{i=1}^n C_i \left(\frac{j\omega}{\omega_i} \right) \quad (3.4)$$

あるいは

$$\phi(s) = \prod_{i=1}^n C_i \left(\frac{s}{\omega_i} \right) \quad (3.5)$$

と表わすことが出来る。ここに

$$\left. \begin{aligned} B_i(\omega) &= C_i(j\omega) C_i^*(j\omega) \\ C_i(j\omega) &= \frac{\prod_{\nu=1}^{\beta_i} (j\omega - j\lambda_{\nu})}{\prod_{\kappa=1}^{\alpha_i} (j\omega - j\lambda_{\kappa})}, \quad \mathbf{I}(\lambda_{\nu}) > 0, \quad \mathbf{I}(\lambda_{\kappa}) > 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

であり、 λ は (3.3) 式の根でその虚数部、 $\mathbf{I}(\lambda)$ 、の正のものである。

$$\left. \begin{aligned} 1 + \lambda^{2r} &= 0, \quad r = \alpha_i \text{ または } \beta_i \\ \lambda_{\nu} &= \cos \left\{ \pi(1+2\nu)/2r \right\} + j \sin \left\{ \pi(1+2\nu)/2r \right\} \\ \nu &= 0, 1, 2, \dots, r-1 \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

で表わされる。ここで ω_i と対応する整数 ($\beta_i - \alpha_i$) は次式から近似的に求められる。

$$\left. \begin{aligned} L(\omega) &= 10 \log_{10} A^2(\omega) \\ &\simeq 10 \sum_{i=1}^n \log_{10} B_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right) \\ &\simeq 20 \sum_{i=1}^n (\beta_i - \alpha_i) (\log_{10} \omega - \log_{10} \omega_i) s(\omega - \omega_i) \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

ここに $s(\omega)$ は step function を表わす。(3.8) 式は規定されたスペクトルの特性を示す伝達関数の絶対値の自乗を常用対数で表わした関数 $L(\omega)/20$ と、同じく常用対数で表わした ω を選んで、整数勾配を有する折線のみで近似すれば接合点と勾配差によって順次 ω_i と $\beta_i - \alpha_i$ が定まることを示している。この方法では α_i 、 β_i が整数に限られるために精度の向上にはやや難点があるが、ここで採用した例では (3.9) 式の形で示され、その近似度は Fig. 3.1 にも見られるように可成り良好であると考えて良い。

$$|\phi(j\omega)|^2 = \frac{\left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^4 \right\} \left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_2}\right)^2 \right\} \left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_3}\right)^2 \right\} \left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_4}\right)^6 \right\}}{\left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 \right\} \left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_2}\right)^4 \right\} \left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_3}\right)^6 \right\} \left\{ 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_4}\right)^2 \right\}} \quad (3.9)$$

$$\omega_1 = 2\pi, \quad \omega_2 = 3.6\pi, \quad \omega_3 = 10.4\pi, \quad \omega_4 = 22\pi \text{ rad/sec}$$

なお、Fig. 3.1 の $H(f)$ は次式で定義されている。

$$H(f) = |\phi(j2\pi f)| \quad (3.10)$$

3.3.3 地盤の震動特性の Simulation 回路

3.3.2において求められた有理関数形の伝達特性を analog 計算機上に模擬するためには次の手順による。

(3.10)式において $j\omega = s$ とおくと

$$\phi(s) = \frac{\left(1 + \frac{\sqrt{2}}{\omega_1}s + \frac{1}{\omega_1^2}s^2\right) \left(1 + \frac{1}{\omega_2}s\right) \left(1 + \frac{1}{\omega_4}s + \frac{1}{\omega_4^2}s^2\right)}{\left(1 + \frac{1}{\omega_1}s\right) \left(1 + \frac{\sqrt{2}}{\omega_2}s + \frac{1}{\omega_2^2}s^2\right) \left(1 + \frac{1}{\omega_3}s + \frac{1}{\omega_3^2}s^2\right)} \quad (3.11)$$

$$\equiv \frac{1 + b_1s + b_2s^2 + b_3s^3 + b_4s^4 + b_5s^5}{1 + a_1s + a_2s^2 + a_3s^3 + a_4s^4 + a_5s^5} \equiv \frac{E_0(s)}{E_i(s)}$$

$$E_0(s) = \frac{a_5}{b_5} E_i + \frac{a_4}{b_5} \frac{1}{s} \left[E_i - \frac{b_4}{a_4} E_0 + \frac{a_3}{a_4} \frac{1}{s} \left[E_i - \frac{b_3}{a_3} E_0 + \frac{a_2}{a_3} \frac{1}{s} \left\{ E_i - \frac{b_2}{a_2} E_0 + \frac{a_1}{a_2} \frac{1}{s} \left(E_i - \frac{b_1}{a_1} E_0 + \frac{1}{a_1} \frac{1}{s} (E_i - E_0) \right) \right\} \right] \right] \right] \quad (3.12)$$

の表現が得られ、これを analog 計算機上の演算回路に模擬すると Fig. 3.2 の block diagram に描いたようになる。

なお、規定された地震波外乱のスペクトルの特

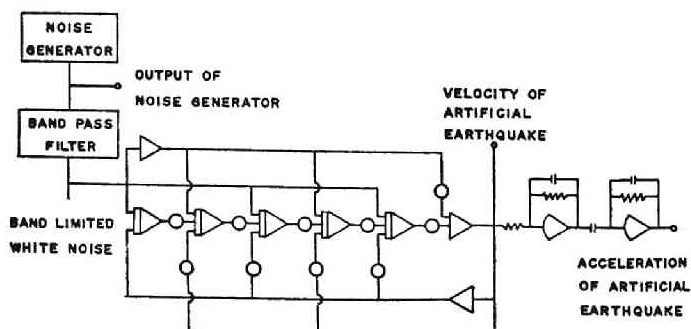


Fig.3.2 Block diagram of generation of artificial earthquake.

性は速度振巾に関するものであり，上記の伝達関数を通して得られる速度波形を analog 計算機の演算要素を用いて微分操作を行ない，加速度波形を得るほうが応答解析のために便利である。したがってここでは

$$\frac{s}{(1+C_1s)(1+C_2s)}, \quad C_1, C_2 \ll 1$$

で与えられる近似的な伝達特性を有する回路によって微分を行ない加速度波形を得た。ここに C_1, C_2 は回路の安定化のために必要な定数で，本解析では

$$C_1 = C_2 = 2.5 \times 10^{-3} \text{ sec} \quad (3.13)$$

に選んである。

このようにして作られた模擬地震波の波形の一例を，後述される case 5 について Fig. 3.3 に示す。図中の各波形の振巾は任意の倍率で描いてある。

また，ここでは速度振巾のスペクトルの特性から近似伝達特性を評価したが，加速度振巾についても同様の手法を用いることが出来るが，この場合は通常一層複雑な形を示すので更に次数の高い関数形を用いる必要があり，近似度がそれによって低下するおそれがあるので，ここでは速度振巾に関するものを採用して，その後微分操作を行なう手順によった。

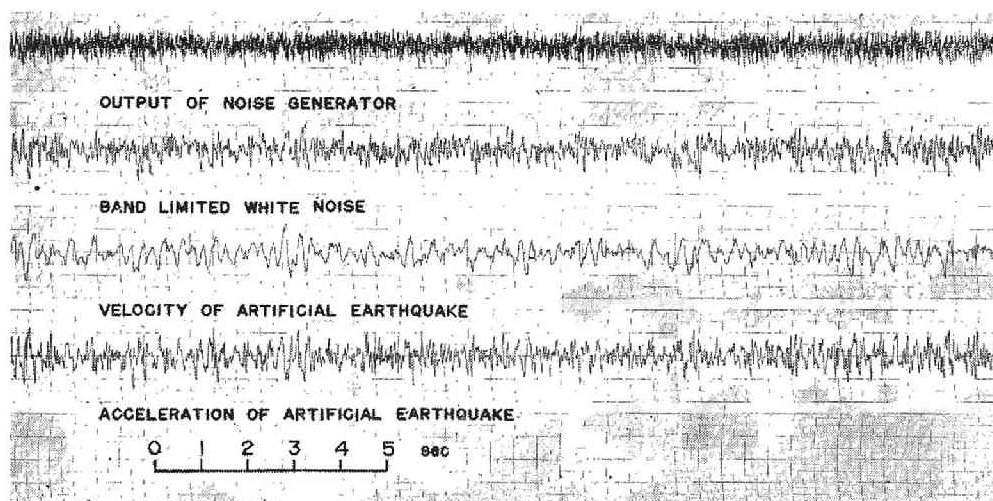


Fig.3.3 An example of generated artificial earthquake.

3.3.4 模擬地震波のスペクトル密度の検討

3.3.3に述べた方法を用いて，noise generator の出力を近似伝達特性に通して得ら

れた等価な模擬地震波が，どの程度の精度で得られているかを検討するために，そのスペクトル密度を次のようにして求める^[3.22]。

analog 量として得られている波形を適当な微小時間間隔 $\Delta\tau$ 毎に sampling して得られる振巾の series を $\{\bar{F}^j\}$ ， $j=0, 1, 2, \dots, N$ とする。ここに N は

$$\Delta\tau = \frac{\tau_d}{N-1} \quad (3.14)$$

で与えられ，波形の継続時間 τ_d における両端を含む分割点の総数を示す。 $\{\bar{F}^j\}$ に絶対値の最大値が 1，平均値が 0 となるように normalizing と balancing を行なって得られる series を $\{F^j\}$ とし，これを折線で結んで得られる無次元波形関数を $\bar{A}(\nu)$ とすると次のようになる。

$$\bar{A}(\nu) = \sum_{j=1}^N \{ F^{j-1} + (F^j - F^{j-1}) (\nu - (j-1)) \} \{ s(\nu - (j-1)) - s(\nu - j) \} \quad (3.15)$$

$$E(\bar{A}(\nu)) = \frac{1}{N} \int_0^N \bar{A}(\nu) d\nu = E(\{F^j\}) = 0 \quad (3.16)$$

$$|\bar{A}(\nu)|_{\max} = |F^j|_{\max} = 1 \quad (3.17)$$

$$\{F^j\} = \frac{\{\bar{F}^j - E(\{\bar{F}^j\})\}}{|\bar{F}^j - E(\{\bar{F}^j\})|_{\max}}, \quad E(\{\bar{F}^j\}) = \frac{1}{N} \left\{ \frac{\bar{F}^0 + \bar{F}^N}{2} + \sum_{k=1}^{N-1} \bar{F}^k \right\} \quad (3.18)$$

ここに $E(\quad)$ は ν に関する平均操作を意味し， $s(\nu)$ は step function で次の性質を有する。

$$s(\nu) = \begin{cases} 0, & \nu < 0 \\ \frac{1}{2}, & \nu = 0 \\ 1, & \nu > 0 \end{cases} \quad (3.19)$$

無次元化された波形関数を得るために次の変換を行なっている。 T を有次元の時間として，

$$A(T) = \bar{A}(\nu), \quad T = \bar{\lambda} \Delta_{\tau} \nu \quad (3.20)$$

とする。ここに $\bar{\lambda}$ は time 変換の係数である。さて時間領域， $[0, T_d]$ で定義された波形関数を定常化するために次式の $A_s(T)$ を導入する。

$$\left. \begin{aligned} A_s(T) &= \sum_{\mu=-\infty}^{\infty} A_0(T - \mu T_d), \quad A_0(T) = A\left(T + \frac{T_d}{2}\right) \\ A_0(T) &\approx 0, \quad |T| \leq \frac{T_d}{2} \\ A_0(T) &\equiv 0, \quad |T| > \frac{T_d}{2} \end{aligned} \right\} \quad (3.21)$$

(3.21) 式を用いて自己相関関数は次のように表わされる。

$$R_s(T) = \lim_{\lambda \rightarrow \infty} \frac{1}{2\lambda} \int_{-\lambda}^{\lambda} A_s(t) A_s(t+T) dt = \sum_{\mu=-\infty}^{\infty} R_{r0}(T - \mu T_d) \quad (3.22)$$

ここに $R_{r0}(T)$ は

$$R_{r0}(T) = \frac{1}{T_d} \int_{-\frac{T_d}{2}}^{\frac{T_d}{2}} A_0(t) \sum_{\mu=-1}^1 A_0(t+T - \mu T_d) dt \left\{ s\left(T + \frac{T_d}{2}\right) - s\left(T - \frac{T_d}{2}\right) \right\} \quad (3.23)$$

$$= {}_h R_{r0}(T) + {}_h R_{r0}(-T) \quad (3.24)$$

$${}_h R_{r0}(T) = R_{r0}(T) \left\{ s(T) - s\left(T - \frac{T_d}{2}\right) \right\} \quad (3.25)$$

で与えられる。あるいは

$$R_{r0}(T) = \sum_{\mu=-1}^1 R_{f0}(T - \mu T_d) \left\{ s\left(T + \frac{T_d}{2}\right) - s\left(T - \frac{T_d}{2}\right) \right\} \quad (3.26)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} R_{f0}(T) &= \frac{1}{T_d} \int_{-\frac{T_d}{2}}^{\frac{T_d}{2}} A_0(t) A_0(t+T) dt \\ R_{f0}(T) &\approx 0, \quad |T| \leq T_d \\ R_{f0}(T) &\equiv 0, \quad |T| > T_d \end{aligned} \right\} \quad (3.27)$$

である。したがってその Fourier 変換で与えられるスペクトル密度は

$$R_s(T) \supset S_s(\omega) = S_{r0}(\omega) \left(1 + 2 \sum_{\mu=1}^{\infty} \cos \mu T_d \omega \right) \quad (3.28)$$

$$R_{r0}(T) \supset S_{r0}(\omega) = 2 \int_0^{\frac{T_d}{2}} R_{r0}(T) \cos \omega T dT \quad (3.29)$$

$$R_{f0}(T) \supset S_{f0}(\omega) = 2 \int_0^{\frac{T_d}{2}} R_{f0}(T) \cos \omega T dT = \frac{1}{T_d} |F_0(j\omega)|^2 \quad (3.30)$$

ここに $F_0(j\omega)$ は $A_0(T)$ の Fourier 変換を表わす。

$$A_0(T) \supset F_0(j\omega) = \int_{-\frac{T_d}{2}}^{\frac{T_d}{2}} A_0(T) e^{-j\omega T} dT \quad (3.31)$$

これらを time 変換の係数を用いて ν に対応する無次元領域で表現した関数には上に bar をつけて表わすものとする。すなわち

$${}_h R_{r0}(T) = {}_h \bar{R}_{r0}(\nu) \quad (3.32)$$

同様にして (20) に対応する変換をスペクトル密度について行なうと

$$\omega = w / (\lambda \Delta \tau) \quad (3.33)$$

に対して、

$$S_p(\omega) = \lambda \Delta \tau \bar{S}_p(w), \quad p = s, r_0, f_0 \quad (3.34)$$

したがって、例えば、

$$\bar{R}_{r0}(\nu) \supset \bar{S}_{r0}(w) = 2 \int_0^{\frac{N}{2}} {}_h \bar{R}_{r0}(\nu) \cos w \nu d\nu \quad (3.35)$$

を得る。ここで ${}_h \bar{R}_{r0}(\nu)$ は次のような階段形の関数で与えるものとする $\bar{S}_{r0}(w)$ は (3.38) 式, (3.39) 式で表わされる。

$${}_h \bar{R}_{r0}(\nu) = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N A_k \{ A_{[k+\nu]} + A_{[k+\nu-N]} \} \left\{ s(\nu) - s\left(\nu - \frac{N}{2}\right) \right\} \quad (3.36)$$

$$\left. \begin{aligned} A_k &= \frac{1}{2} \{ A(k-1) + A(k) \}, \quad k = 1, 2, \dots, N \\ A_k &\equiv 0, \quad k < 0 \text{ および } k > N \end{aligned} \right\} \quad (3.37)$$

N : 偶数

$$\left. \begin{aligned} \bar{S}_{r0}(w) = & 2 \sum_{\mu=0}^{\frac{N}{2}-1} h \bar{R}_{r0}(\mu) \frac{\sin \frac{w}{2} \cos \mu w}{\frac{w}{2}} \\ & + 2 h \bar{R}_{r0}\left(\frac{N}{2}\right) \frac{\sin \frac{w}{4} \cos \left(\frac{N}{2} - \frac{1}{4}\right)}{\frac{w}{4}} \end{aligned} \right\} \quad (3.38)$$

N : 奇数

$$S_{r0}(w) = 2 \sum_{\mu=0}^{\frac{N-1}{2}} h \bar{R}_{r0}(\mu) \frac{\sin \frac{w}{2} \cos \mu w}{\frac{w}{2}} \quad (3.39)$$

本章における解析では模擬地震波の周波数関係に注目し、Table 3.1 に示す5つの異なった周波数特性を与えた場合を想定した。

Table 3.1 The list of spectral characteristics.

	Band Width of Frequency	Amplitude Characteristics	Number of Sample
case 1	0.45cps~17.75cps	H(f)	7
case 1'	"	"	14
case 2	0.45 ~14.0	"	7
case 3	0.45 ~11.25	"	"
case 4	0.45 ~14.0	$\tilde{H}(f)$	"
case 5	0.1125 ~14.0	H(f)	14

ここで用いた noise generator の出力は、振巾は正規分布、周波数は0.02cps ~ 24 cps で様な power を有すとされており、設定すべき周波数巾を band pass filter を通すことによって与えた。この band pass filter は LC 方式によるもので、その傾度は 40 db/oct とされている。したがって band 巾の下限に比較して上限は周波数比に対応して cutoff の特性が低いものと考えられる。また、case 4 として用いた速度振巾の周波特性 $\tilde{H}(f)$ は 2 ~ 5 cps の部分の power を相対的に高くするために Fig. 3.4 の実線で示されるように H(f) を全領域に亘ってほぼ一様に引き下げた場合で、(3.12)式に対応する伝達関数表示では

$$\tilde{\phi}(s) = \phi(s) - 0.2 \quad (3.40)$$

で表わされる。case 1 と case 1' とは周波数特性は同一であるが、case 1 に対して更に同数の sample を合わせて評価した場合が case 1' である。

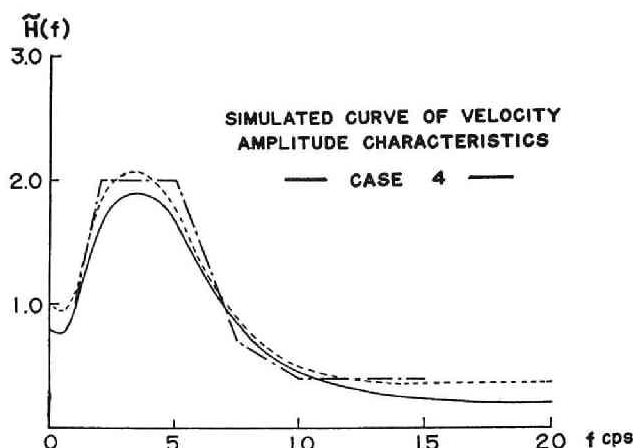


Fig.3.4 Simulated velocity amplitude spectrum in case 4.

このようにして設定された五つの case における band limited white noise, 模擬地震波の速度波形に対応する各 ensemble の平均スペクトル密度が Figs. 3.5 ~ 8 に示されている。各 case に含まれる 7 個あるいは 14 個の sample はそれぞれ 30 秒の継続時間を有し、case 1 ~ 4 については殆んど全継続時間を評価しているが、case 5 については約 24 秒間の評価である。すなわち case 1 ~ 4 ではその波形から 2.5 msec 毎に sampling を行なって相関関数を求め、その遅延時間 640 msec までを用いて Fourier 変換してスペクトル密度を評価した。case 5 については約 10.83 msec 毎の sampling を行なって 2200 点 (約 24 秒間) に関して Fourier 変換を行ないその絶対値の自乗の時間平均としてスペクトル密度を評価した。Figs. 3.5 ~ 8 は各々の自乗平均値を 1 として各 case についての ensemble 平均を求めて描いてある。

Fig. 3.5 は band 巾 0.45 ~ 17.75 cps に設定された band limited white noise についてのスペクトル密度で、case 1 として用いた波形の評価である。1 ~ 14 cps では大略平坦な特性と見なし得るが、17 cps

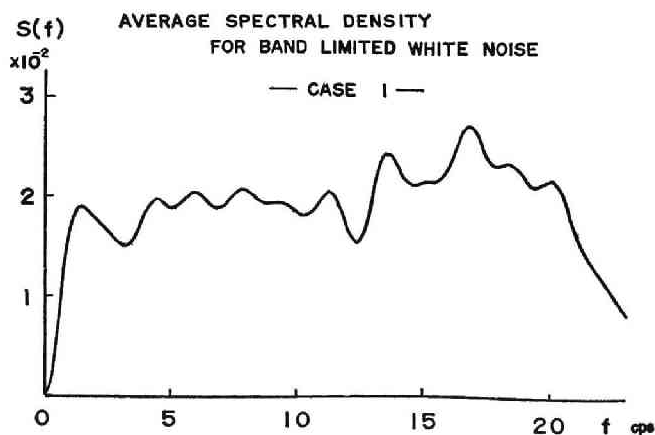


Fig.3.5 Average spectral density for band limited white noise in case 1.

付近では low pass filter の遮断周波数に関する heaving の影響で power がやや高くなっている。また、ここで用いた filter の特性から下限の 0.5 cps 付近の傾度に比較して上限の傾度は非常に緩やかで、power が $1/2$ となる点は 22.5 cps 付近で、遮断周波数の約 1.27 倍となっている。

Fig. 3.6(a)~(d)は模擬地震波の速度波形のスペクトル密度を示したもので、case 1~3 では周波数 band の上限に対応して 10 cps 以上の部分の power の減少の傾向が顕著であり、band 巾が狭くなるにしたがって peak を示している 4 cps 近傍の power が相対的に高くなっている。また case 4 では peak 近傍の power は case 3 にほぼ等しいが、10 cps 以上での減少の傾向がやや弱まっている。したがってそれぞれの case について意図した周波数特性は概ね満足された模擬地震波が得られたと考えられる。一方 Fig. 3.7 に示された case 1 についての加速度波形のスペクトル密度では、最大の peak は 5 cps 近傍にありさらに band の上限よりやや高い 18~20 cps 付近にも power で 5 cps 近傍の $1/2$ 程度の peak を有している。Fig. 3.8 は case 5 の加速度波形のスペクトル密度を波形の Fourier 変換の結果から評価して描いたものである。自己相関関数を通して評価した場合に比較すると、smoothing がなされていないために 14 個の sample による ensemble 平均では未だ激しい変動を示している。しかし概略の傾向としては、4~5 cps が最大の peak であることは他の case と同様で、15~16 cps が第 2 の peak となっており、band 巾の上限にあたる周波数が case 1 に比較して約 4 cps 低いことから良い一致を得ているといえる。

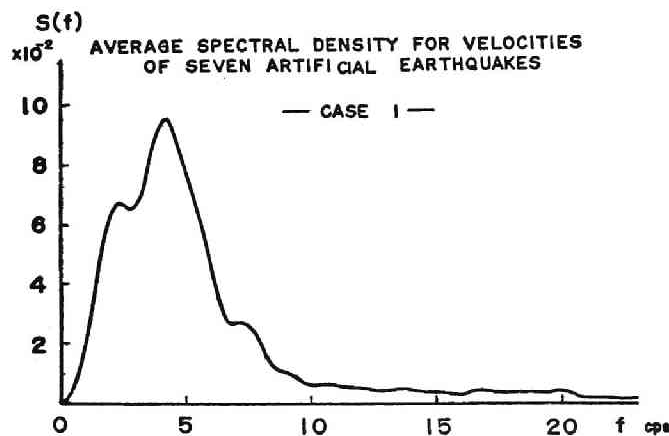


Fig.3.6 (a) Average spectral density for artificial earthquake velocity in case 1.

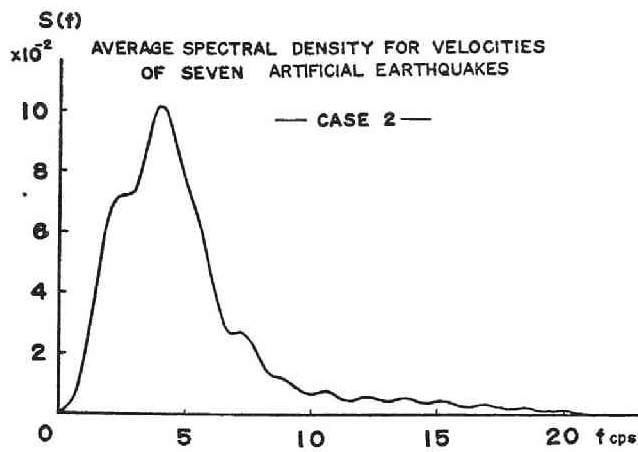


Fig.3.6 (b) Average spectral density for artificial earthquake velocity in case 2.

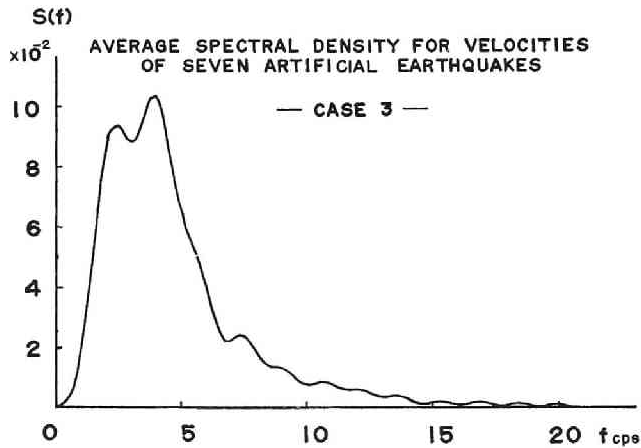


Fig.3.6 (c) Average spectral density for artificial earthquake velocity in case 3.

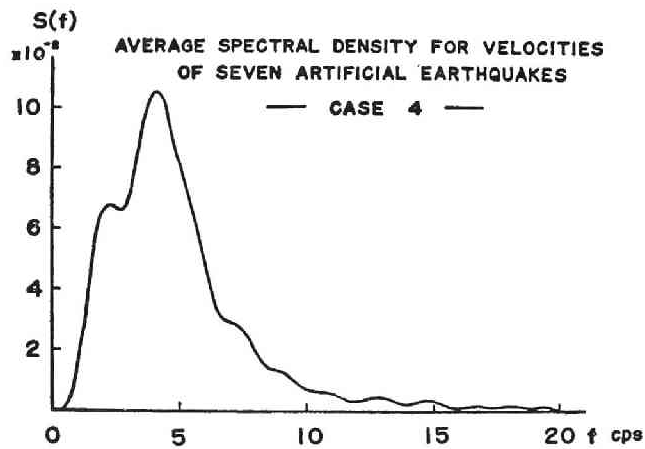


Fig.3.6 (d) Average spectral density for artificial earthquake velocity in case 4.

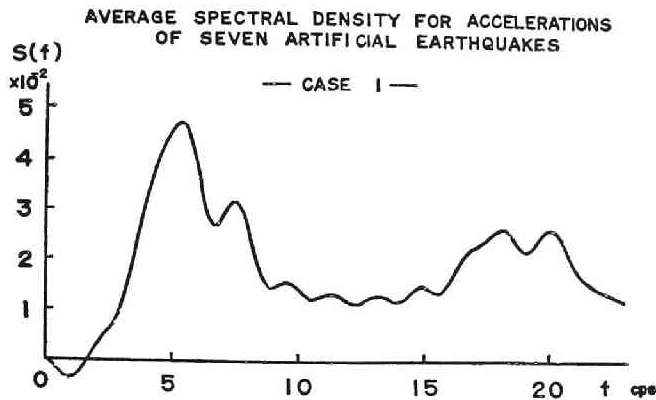


Fig.3.7 Average spectral density for artificial earthquake acceleration in case 1.

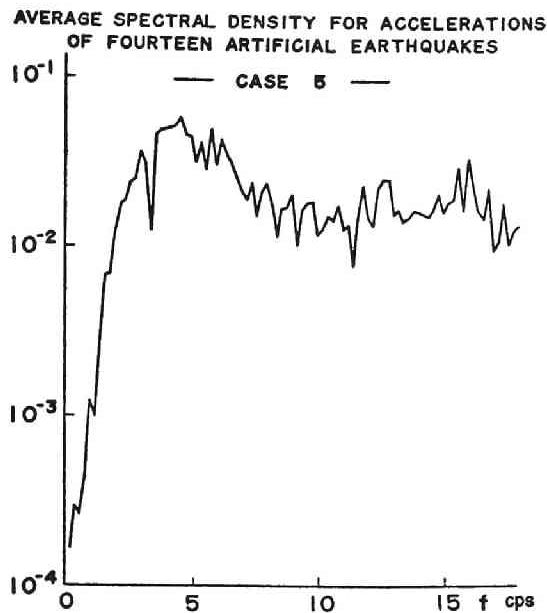


Fig.3.8 Average spectral density for artificial earthquake acceleration in case 5.

さらに、case 5 について模擬地震波の製作過程の各段階における出力のスペクトル密度の比から求めたその間の伝達特性を Figs. 3.9, 10 に示す。Fig. 3.9 は模擬地震波の速度波形と band limited white noise とのスペクトル比の平方根を示したもので、target function である (3.9) 式による曲線を同時に示してある。数値的に得られた伝達特性は充分満足し得る精度を有している。Fig. 3.10 は加速度波形及び noise generator の出力波形のスペクトル密度比の平方根を示したもので、ここで扱った模擬地震波の作製

における全過程の総合伝達特性を表わす。4～5 cps を peak とし、低周波数側では急峻に、高周波数側では緩やかに減少している。そして10 cps に dip があり、10～16 cps にかけて漸増の後16 cps 以上では再び滑らかな減少を示している。したがって、ここで作製された模擬地震波のスペクトル特性は全体を通じて目標の伝達特性をかなりの精度で実現しているものとして差支えない。

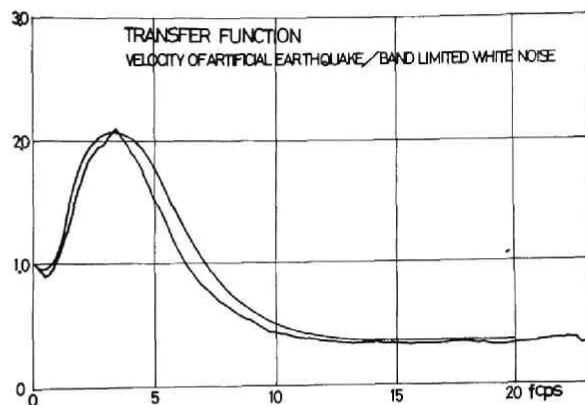


Fig.3.9 Transfer characteristic evaluated from velocity of artificial earthquake and band limited white noise.

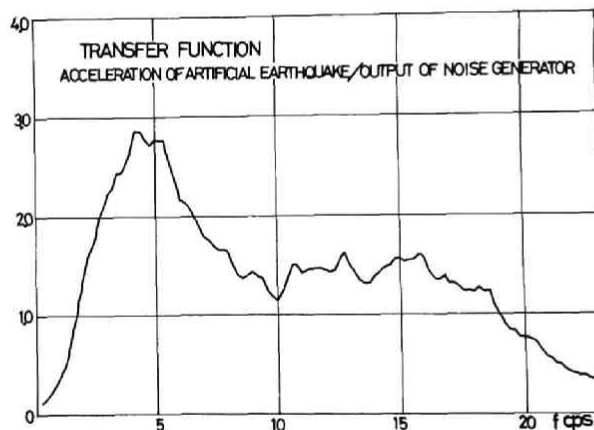


Fig.3.10 Transfer characteristic evaluated from acceleration of artificial earthquake and output of noise generator.

また、模擬地震波の振巾確率密度を case 5 の加速度波形について Fig. 3.11 に示す。14 個の sample 全体に対して normalizing と balancing を行なっている。絶対値の最大値が1で有界であることを除くと正規分布と非常に良い一致を示している。すなわち、模擬地震波を得るために、線形伝達特性を有する系の入力として用いた noise generator の出力の振巾確率密度分布は、正規分布に極めて良く一致していることが確かめられた。

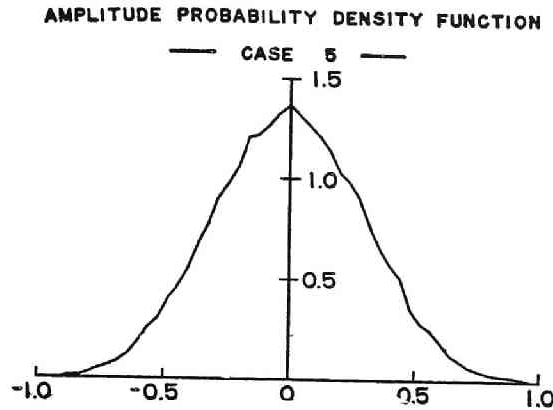


Fig.3.11 Average amplitude probability density for artificial earthquake acceleration in case 5.

3.4 模擬地震波による速度応答スペクトラ

3.4.1 序

外乱による線形 1 自由度系の最大応答から描かれる応答スペクトラは、比較的 sharp な filter による入力の一種のスペクトル解析を示すとともに、構造物の弾性域における最大応答の推定モーダルアナリシスの方法を通して用いられることが多い。したがって、ここでは前節における詳細な検討に基づいて得られた模擬地震波群に対する応答スペクトラを求め、比較的類似した幾つかの地盤条件に対応する模擬地震波の特性を異なった面から考察する。対象としては pseudo-velocity の最大応答を採用し、主として平均速度応答スペクトラ及び ensemble における応答値の分布性状について扱い、1 自由度系の固有周波数及び臨界減衰比、入力波の継続時間等の及ぼす影響を調べるものとする。

3.4.2 入力特性と平均速度応答スペクトラ

既に述べたような方法で種々の周波数特性を有する応答解析のための模擬地震波を得て、その確率統計的な評価としてスペクトル密度の観点から考察を加えたが、これらの模擬地震波が構造物系の地震応答特性から見た場合にどのような性質を有するかを、最も直截的にみるために、弾性 1 質点系の速度応答スペクトラ^{[3.23],[3.24]}を評価する。この速度応答スペクトラは入力波の周波数特性に密接に関連する量であると同時に、modal analysis によって弾性多自由度系の非定常解析における最大応答の推定、したがって構造物の弾性領域における耐震安全性の検討に重要な意義を有する量である。

1自由度の質点系において、質量を m 、剛性を k 、減衰定数を c とする時、その運動方程式は次式となる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = mf(\tau) \quad (3.41)$$

ここに、 x は質点の相対変位、 $f(\tau)$ は入力を表わす。

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad h = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad (3.42)$$

とおくと、 ω は固有角周波数、 h は臨界減衰比を表わし、(3.41)式は次式となる。

$$\ddot{x} + 2h\omega\dot{x} + \omega^2 x = f(\tau) \quad (3.43)$$

(3.43)式の解は

$$x = \frac{1}{\omega\sqrt{1-h^2}} \int_0^\tau f(t) e^{-h\omega(\tau-t)} \sin \omega\sqrt{1-h^2}(\tau-t) dt \quad (3.44)$$

したがって、最大変位応答は $|\int_0^\tau [\dots] dt|$ が最大の時に生じることを考慮して、 S_V を次式で定義する^{[3.23],[3.24]}。

$$S_V = \left| \int_0^\tau f(t) e^{-h\omega(\tau-t)} \sin \omega\sqrt{1-h^2}(\tau-t) dt \right|_{\max} \quad (3.45)$$

通常の構造物の臨界減衰比は微小であることから

$$0 \leq h \ll 1 \quad (3.46)$$

を仮定すると以下の諸式を得る。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{最大変位応答} & |x|_{\max} \doteq \frac{1}{\omega} S_V \\ \text{最大速度応答} & |\dot{x}|_{\max} \doteq \hat{S}_V \\ \text{最大せん断力応答} & |kx|_{\max} \doteq \omega S_V \end{array} \right\} \quad (3.47)$$

したがって、 S_V は他の諸応答評価の基準とするのに便利な量であり、以下では S_V を扱うものとする。 S_V は最大変位応答の $\omega\sqrt{1-h^2}$ 倍したものであり、速度の次元を有することから pseudo-velocity の最大値と呼ばれている^[3.23]。

ここでは各 case に含まれる 7 個あるいは 14 個の模擬地震波の継続時間を 30 秒，加速度振巾の絶対値の最大値を 100 gal として analog 計算機によって最大変位応答を求め，(3.46) 式を仮定して無減衰系の固有角周波数を乗じたものとして速度応答スペクトラ S_v を定義し，その各 ensemble における平均から平均速度応答スペクトラを描き Figs. 3.12 (a)～(f) に示す。横軸は無減衰系の固有周波数を示し，パラメータには臨界減衰比を選んでいる。

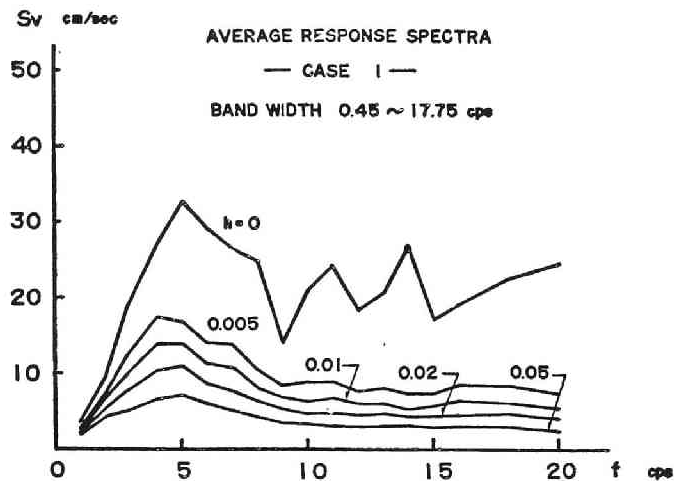


Fig.3.12 (a) Average velocity response spectra in case 1.

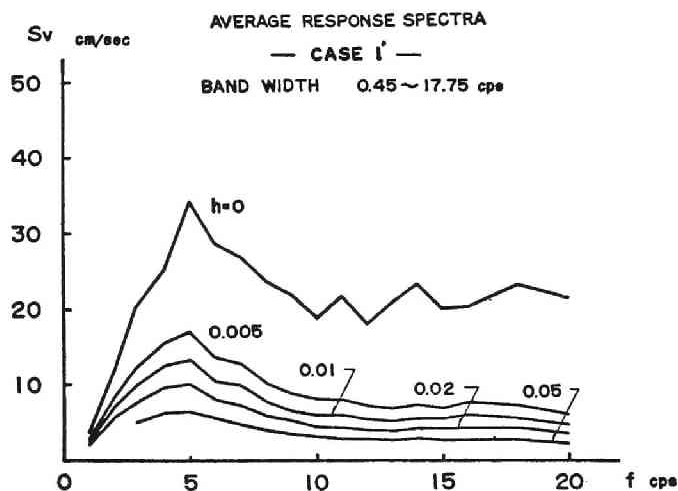


Fig.3.12 (b) Average velocity response spectra in case 1'.

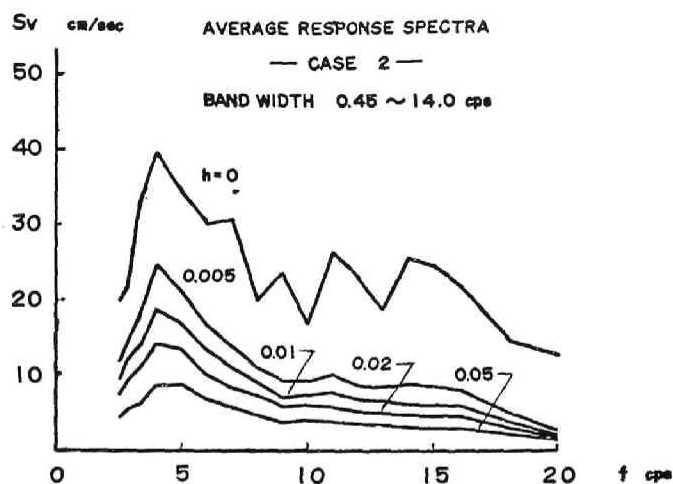


Fig.3.12 (c) Average velocity response spectra in case 2.

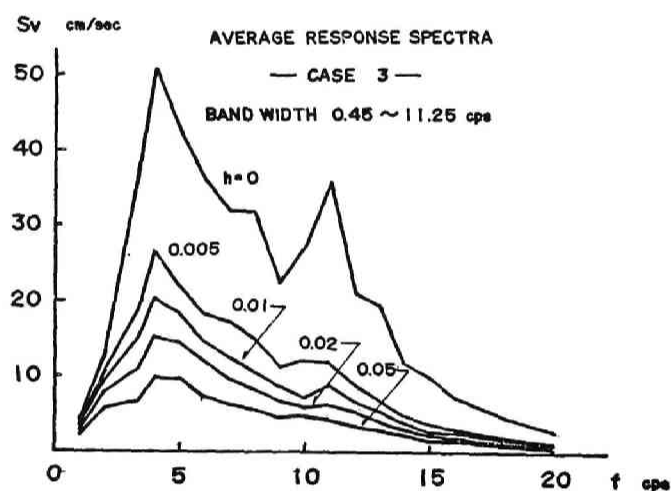


Fig.3.12 (d) Average velocity response spectra in case 3.

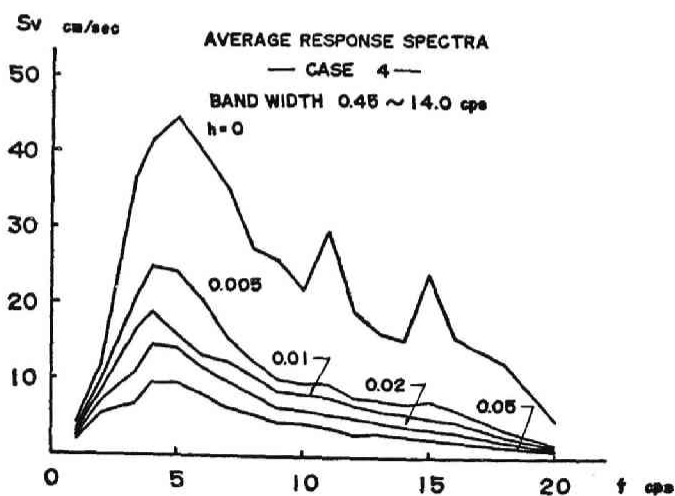


Fig.3.12 (e) Average velocity response spectra in case 4.

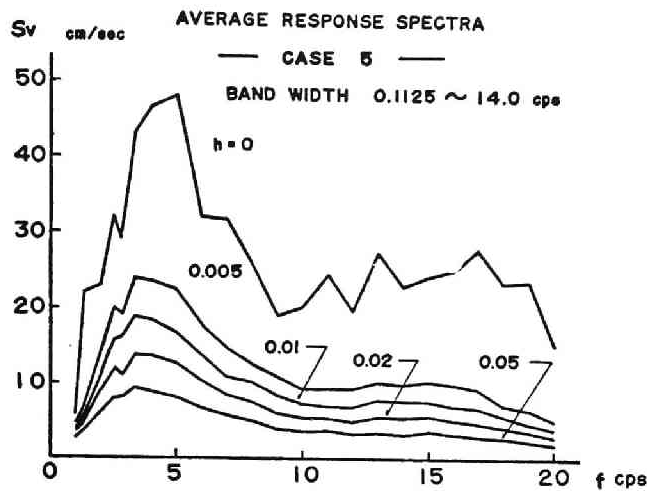


Fig.3.12 (f) Average velocity response spectra in case 5.

一般的に傾向としては模擬地震波の速度波形あるいは加速度波形のスペクトル密度から推定されるように 4 ~ 5 cps 近傍が最大値であり、 $h = 0$ の場合はその peak が幾分周波数の高い側に寄っている。また周波数に関しては、 $0.005 \leq h \leq 0.05$ の減衰を含む系では減衰比によって量的には異なっているが変動の傾向はほぼ一致している。一方、 $h = 0$ の場合は周波数に関する変動の傾向は激しく、また、低周波数域に比較して peak を示す 5 cps 以上では $h > 0$ の場合から大きく距たる傾向にあり、地震波入力継続時間と系の固有周波数の関係から、想定した入力に対しては減衰系の応答がこの領域で直ちに定常化することから説明される。case 1 ~ 3 における地震波入力の周波数 band の上限の応答スペクトラに及ぼす影響は Figs. 3.12 (a) ~ (d) から明らかなように、この帯域における応答量の比較的顕著な減少となって現われている。case 4 に関しては case 2 の 4 ~ 5 cps 近傍の weight を増し 12 cps 以上については減少させるような効果を持たせたために、case 2 と case 3 の中間的な傾向となって来ている。case 5 は case 2 の周波数 band の下限を低い側に移動させた場合で、4 ~ 5 cps 以上の高周波数域では量的にもほぼ一致しているが、peak より左側では減少が緩やかになっている。量的な比較を 4 ~ 5 cps の peak について行なった結果を Table 3.2 に示す。

各 case についての比較では、周波数 band の上限の影響が顕著で、case 2, 3 でそれぞれ case 1' の 27%, 37% の増加となっている。また、case 4 では周波数 band 巾を case 2 に等しくしてあるが、高周波数に対する weight を小にしたために case 2 に比較してやや大である。一方 case 5 は case 2 の下限周波数を引き下げたために peak ではわずかに小となる傾向を有している。peak 付近の周波数に対する応答には、ここで

設定した周波数 band の上下限が及ぼす直接の効果は少ないと考えられるので、これらの傾向は地震波入力 of 周波数 band の巾の最大加速度振巾に対する効果、もしくは加速度波形の自乗平均値を一定とした場合に周波数 band の狭い方が相対的に peak 付近の power が高くなるためと考えられる。ここに採用した5種の case における周波数特性は、大局的に見た場合は比較的類似した周波数帯域を対象としており、最大値と自乗平均値の関係についてほぼ等しいと考えることは妥当であろう。ここで $h=0$ の場合を除外して考えたのは、無減衰系の応答は比較的変動が大であり、特に sample 数が少ない時はその信頼性が小であろうと判断したためである。

Table 3.2 Comparison of maxima of average response spectra

	h	case 1'	case 2	case 3	case 4	case 5	av.
max (S_v) _{av}	0	38.7	39.6	51.5	43.9	48.1	
	0.005	19.2	24.9	26.9	24.8	23.9	
	0.01	14.9	18.9	20.4	19.0	18.8	
	0.02	11.4	14.3	15.4	14.7	13.8	
	0.05	7.3	9.2	10.0	9.6	9.3	
Ratio to case 1'	0	1.0	1.02	1.33	1.13	1.24	
	0.005	1.0	1.30	1.40	1.29	1.25	
	0.01	1.0	1.27	1.37	1.27	1.26	
	0.02	1.0	1.26	1.35	1.29	1.21	
	0.05	1.0	1.26	1.37	1.32	1.27	
	av. for $h>0$	—	1.27	1.37	1.29	1.25	
Ratio to $h = 0.005$	0	2.02	1.59	1.91	1.77	2.01	1.90
	0.005	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	—
	0.01	0.78	0.76	0.76	1.77	0.79	0.78
	0.02	0.60	0.58	0.57	0.59	0.58	0.59
	0.05	0.38	0.37	0.37	0.39	0.39	0.38

また、sample 数の平均応答スペクトラに及ぼす影響は case 1 と case 1'あるいは case 5 に示されるように、 $h=0$ の周波数に関する応答量の変動の平滑化が sample 数が大のときに顕著であるが、 $h \geq 0.005$ の減衰を有する場合は、sample 数が7個としても既に平滑化された変動となっており、その効果は小さいといえる。

つぎに、ここで採用した継続時間30秒が減衰比の値に対する応答量にどのような効果を有しているかを調べるために、case 1'についてその最大応答の生じた時間の頻度分布を Fig. 3.13 に示す。系の固有周波数については、 $h \ll 1$ で、且つ周波数の極く低い領域

を除いては殆んど同一視出来るので、ここでは固有周波数 $1 \sim 20$ cps の系について同一集団に属すると考えている。図から明らかなように $h=0$ の場合は継続時間の終りの部分に集中しているのに対して、 $0.05 \geq h \geq 0.005$ の減衰量を有する場合には、本解析で模擬地震波の作製にあたって定常入力を考え、その envelope を時間領域 $0 \sim 30$ 秒に関して一定としてあるので、 $h=0.005$ の場合で 3 秒程度、 $h=0.05$ の場合では 1 秒程度経過すると定常的な様相を呈し、ほぼ平坦な分布となっている。

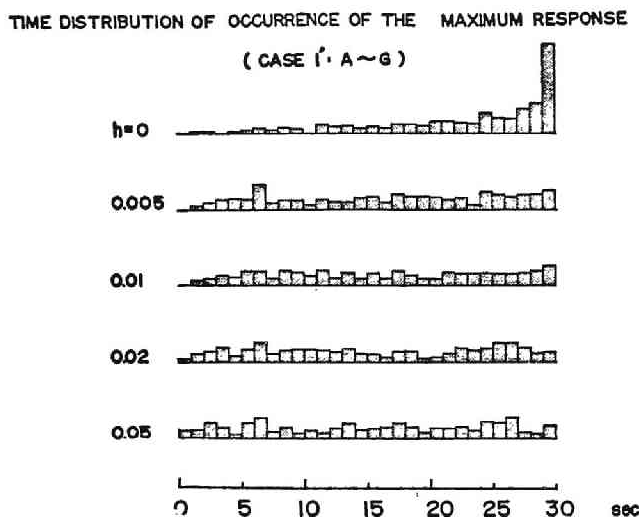


Fig.3.13 Time distribution of occurrence of the maximum response in case 1'.

さらに、応答スペクトラに及ぼす外乱継続時間の影響を調べるために $\tau_d = 5$ sec 及び 10 sec として、その間の最大応答から S_V を求めて描いた平均応答スペクトラを Figs. 3.14 (a), (b) に示す。これらの図と Fig. 3.12 (f) を比較すると、 τ_d の増加とともに $h=0$ の S_V 曲線が $h>0$ の S_V 曲線から分離されて増加すること、および $h=0$ の場合に系の固有周波数に関する変動が大となって来ることが指摘される。この傾向は特に低い周波数を除いて一般的に認められ、擬定常過程における応答の envelope 関数が、 $h=0$ の場合は τ に比例し、 $h>0$ の場合は τ の増加とともに一定値に収束すること^[3.25]に対応している。また、 $0 < h$ の S_V 曲線は定性的にも定量的にも、 $\tau_d = 5 \sim 30$ sec に対して類似しており、ここで採用した微小正値の減衰比 $0.005 \leq h$ に対しては、極めて低い周波数域を除いて少くとも $\tau_d = 5$ sec 程度で大略の傾向が判断出来ることを示している。

Fig. 3.12(f) 及び Figs. 3.14(a), (b) に示される外乱継続時間 τ_d の異なる平均応答スペクトラに関して、系の固有周波数 4 cps 近傍の最大応答値について Table 3.3 にその比較を示す。最大応答値に及ぼす継続時間の影響は第 2 段に示されているが、 $0 < h$ の場合は $\tau_d =$

20 sec で $\tau_d = 30$ sec に対する値の 95% 以上となっており、 $\tau_d = 5$ sec でも 64% 以上である。そして、減衰比の大なる程比率は大となっている。一方、 $h = 0$ の場合は明らかに低い比率を示し、外乱継続時間の影響が大きい。Table 3.3 の第 3 段には継続時間の異なる場合に減衰比の値の影響が如何に現われるかを示したもので、 $h = 0.005$ の場合を基準に採用している。 $h = 0.005 \sim 0.05$ の間の差は $\tau_d = 5$ sec の時が最小で τ_d の増加とともに拡大されているが、これは $h = 0.005$ の場合に非定常性の影響が僅かながら多く現われているためと思われる。

以上のような非定常性の影響を系の固有周波数との関係で示した図が Fig.3.15 及び Fig.3.16 である。Fig.3.15 には、 $h = 0$ 、 $\tau_d = 30$ sec の場合の平均応答スペクトラを 1 とし、系の固有周波数 $f = 20 \sim 0.5$ cps について表わされているが、高周波数の場合には $h > 0$ に対して収束の傾向が顕著であり、 τ_d に関する変動も滑らかである。 $f \leq 1$ cps では $h = 0$ に対する平均応答スペクトラ値は最大を示すものの $h = 0 \sim 0.05$ におけるその差は小さく、また、 τ_d に関する変動も滑らかさを欠き、非定常性の強いことが現われている。

Fig.3.16 には各減衰比について S_v の $\tau_d = 30$ sec に対する比が示してある。 f については $h = 0.05$ に関する形は

あまり変らないが、 $h = 0$ に関しては f について変化している。 $f = 20$ cps では $h = 0.01$ と $h = 0.05$ は概ね一致するが $f \leq 2.5$ cps では h に関して等間隔となっている。

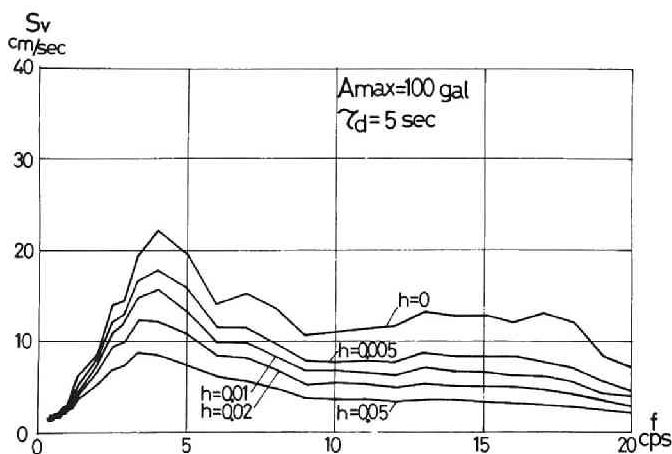


Fig.3.14 (a) Average velocity response spectra in case 5 ; $\tau = 5$ sec.

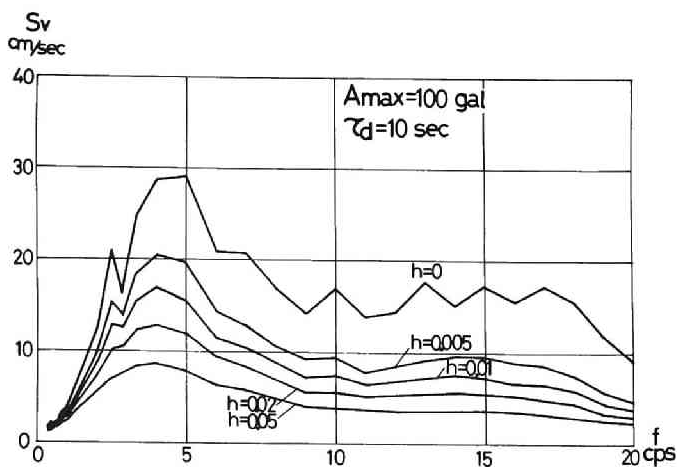


Fig.3.14 (b) Average velocity response spectra in case 5 ; $\tau = 10$ sec.

Table 3.3 Comparison of maxima of average response spectra in case 5.

	h	$\tau_d = 5 \text{ sec}$	10 sec	20 sec	30 sec
$\max(S_y)_{av.}$	0	18.1	26.7	38.4	48.1
	0.005	15.1	18.7	22.2	23.9
	0.01	13.3	15.6	17.9	18.8
	0.02	10.4	11.9	13.3	13.8
	0.05	7.2	7.9	8.7	9.3
Ratio to $\tau_d=30 \text{ sec}$	0	0.39	0.56	0.80	1.0
	0.005	0.64	0.79	0.95	1.0
	0.01	0.71	0.82	0.95	1.0
	0.02	0.75	0.85	0.96	1.0
	0.05	0.78	0.85	0.95	1.0
Ratio to h = 0.005	0	1.25	1.42	1.73	2.01
	0.005	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.01	0.88	0.83	0.81	0.79
	0.02	0.69	0.63	0.60	0.58
	0.05	0.48	0.42	0.39	0.39

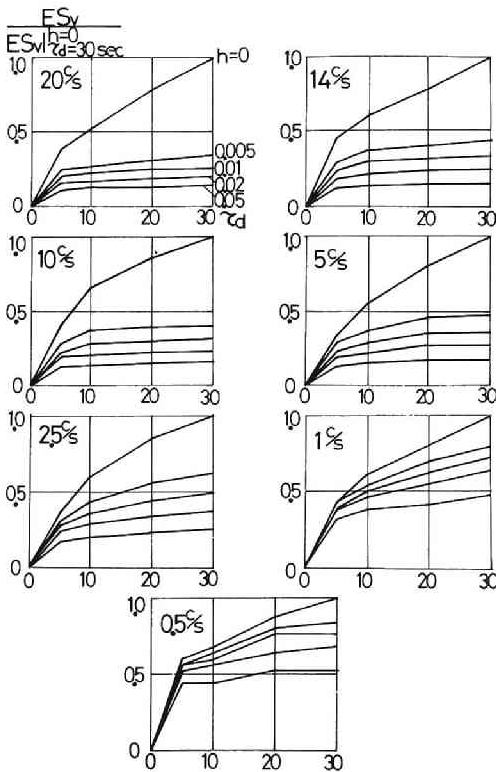


Fig.3.15 Effect of duration time τ_d on the average response spectra in case 5.

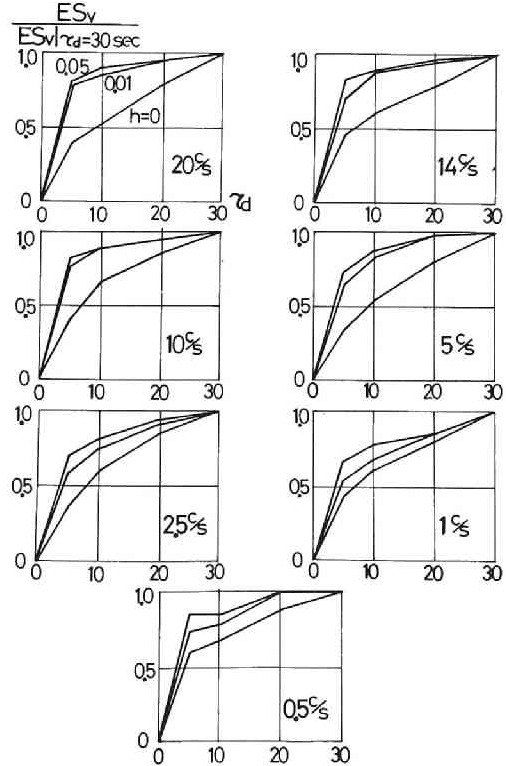


Fig.3.16 Effect of duration time τ_d on the average response spectra in case 5.

3.4.3 最大応答値の分布性状

3.4.2では各 case の ensemble 平均としての平均速度応答スペクトラの考察を行なったが、さらに各 ensemble における個々の S_v の値の分布を Figs. 3.17 (a)~(e) に示す。図中、 ES_v は $\langle S_v \rangle_{av.}$ を表わし、 $p(S_v/ES_v)$ は S_v/ES_v の確率密度を意味している。Figs. 3.17 (a)~(e) においては、 S_v/ES_v を 1~20 cps の各固有周波数について求め、その分布が固有周波数については明確な傾向を有さないことを確かめたのち全周波数領域について同一集団に属するとして平均操作を行なっている。系の固有周波数が S_v の分布性状におよぼす影響は小さいとしたことは case 1'~5 の周波数特性の相異に対しても殆んど分布性状が一定となっていることと対応している。 $h=0$ の場合は平均値の 0.6 倍から 1.2 倍程度まではほぼ一様に 1~1.2 程度となる平坦な分布を示すが、 h が増加するにつれて平均値付近に急峻な peak が生じ、 $h=0.05$ の場合は 3 程度となっている。この分布性状の量的な評価のために標準偏差について plot した結果を Fig. 3.18 に示す。

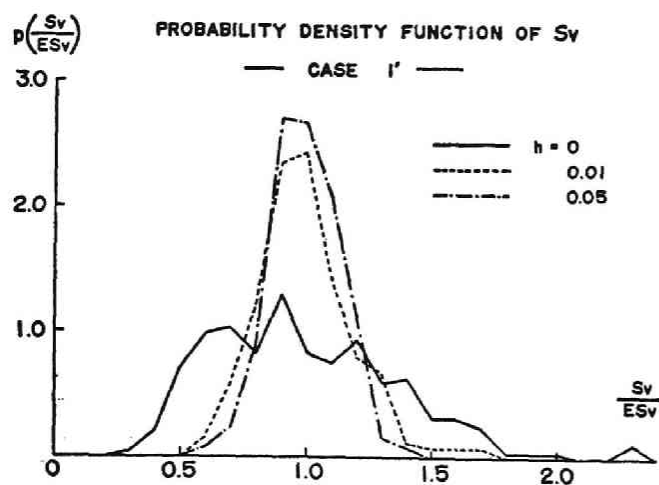


Fig.3.17 (a) Probability density function of normalized velocity response spectra in case 1'.

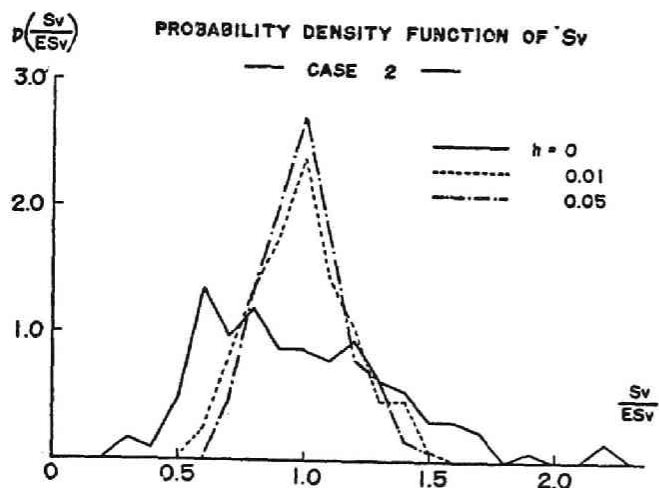


Fig.3.17 (b) Probability density function of normalized velocity response spectra in case 2.

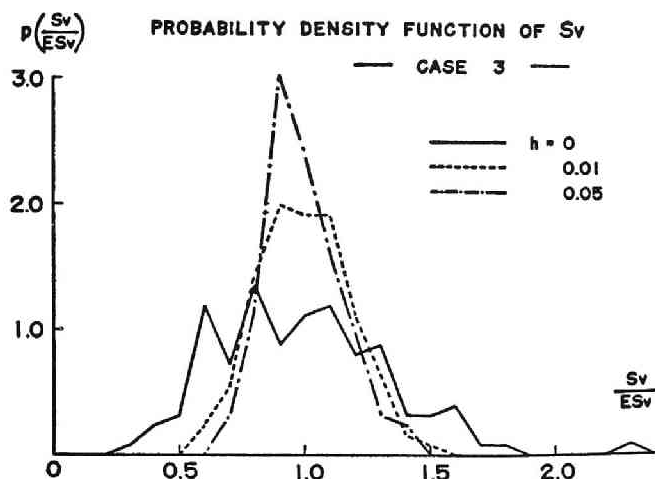


Fig.3.17 (c) Probability density function of normalized velocity response spectra in case 3.

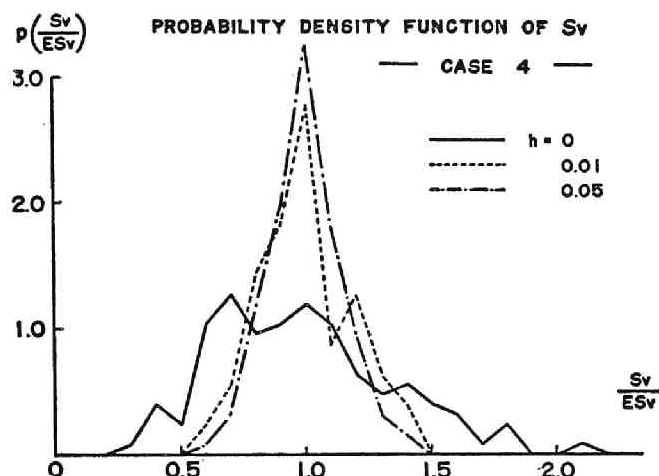


Fig.3.17 (d) Probability density function of normalized velocity response spectra in case 4.

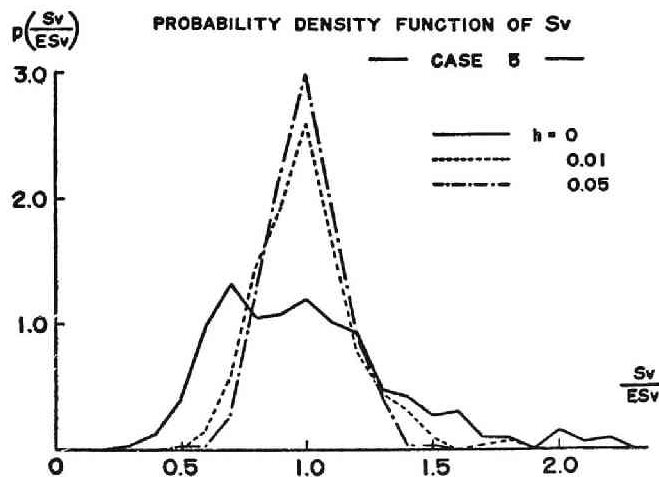


Fig.3.17 (e) Probability density function of normalized velocity response spectra in case 5.

ここに $\sqrt{V(S_V/ES_V)}$ は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}\sqrt{V\left(\frac{S_V}{ES_V}\right)} &= \left\{ \left\langle \left(\frac{S_V}{ES_V} - 1 \right)^2 \right\rangle \right\}^{\frac{1}{2}} \\ &= \frac{\left\{ \left\langle (S_V - ES_V)^2 \right\rangle \right\}^{\frac{1}{2}}}{ES_V} = \frac{\sqrt{V(S_V)}}{ES_V}\end{aligned}\quad (3.48)$$

図中の点線は対象とした sample 数に対応する weight を用いた平均値を結ぶ曲線である。

各 case についての値のバラツキは小で、平均値を用いてそれぞれの分布性状を評価しても充分良好な結果を与えるものと思われる。平均値を結ぶ曲線は減衰比 h に対して急激に減少し、 h の増大とともに一定値に収束する関数形を示している。この形を $C(h)$ とし、

$$\frac{d}{dh} C(h) < 0, \quad \frac{d^2}{dh^2} C(h) > 0 \quad (3.49)$$

なる関係も考慮に入れて

$$\begin{aligned}C(h) &= C(\infty) - \{ C(\infty) \\ &\quad - C(0) \} \exp \{ -\tilde{C}(h)h \}\end{aligned}\quad (3.50)$$

という形で表わされる。ここに、 $\tilde{C}(h)$ は収束度を示す量で一般に次の性質を有する。

$$\tilde{C}(h) \gg 1, \quad \frac{d}{dh} \tilde{C}(h) < 0, \quad \frac{d^2}{dh^2} \tilde{C}(h) > 0 \quad (3.51)$$

したがって、

$$\begin{aligned}\tilde{C}(h) &= \tilde{C}(\infty) - \{ \tilde{C}(\infty) - \tilde{C}(0) \} \exp(-rh) \\ r &> 0\end{aligned}\quad (3.52)$$

で表わせる。また、同様にして求めた S_V の ensemble における分布性状に関する諸量を Table 3.4 に示す。(3.50) 式、(3.52) 式によって ES_V によって正規化された S_V の分

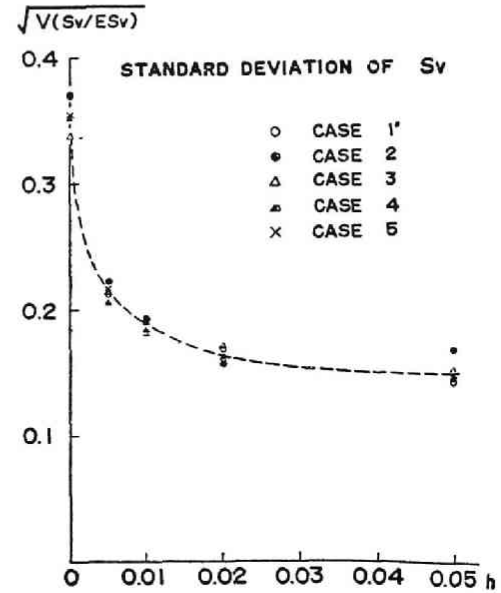


Fig.3.18 Standard deviation of normalized velocity response spectra.

Table 3.4 Statistical values of normalized response spectra.

		case 1'	case 2	case 3	case 4	case 5	average
Sample size		14×18	7×18	7×18	7×18	14×24	
$\max \left(\frac{S_V}{ES_V} \right)$	h= 0	2.28	2.16	2.31	2.09	2.24	
	0.005	1.84	1.74	1.57	1.53	1.93	
	0.01	1.70	1.50	1.49	1.44	1.85	
	0.02	1.62	1.44	1.48	1.40	1.64	
	0.05	1.52	1.46	1.37	1.36	1.46	
$\min \left(\frac{S_V}{ES_V} \right)$	0	0.35	0.33	0.33	0.28	0.34	
	0.005	0.51	0.49	0.55	0.47	0.54	
	0.01	0.60	0.60	0.59	0.61	0.58	
	0.02	0.60	0.67	0.63	0.63	0.59	
	0.05	0.63	0.60	0.75	0.72	0.54	
$\sqrt{V} \left(\frac{S_V}{ES_V} \right)$	0	0.371	0.371	0.338	0.352	0.355	0.359
	0.005	0.213	0.223	0.214	0.207	0.217	0.215
	0.01	0.191	0.194	0.182	0.185	0.191	0.189
	0.02	0.169	0.158	0.171	0.163	0.159	0.164
	0.05	0.141	0.167	0.151	0.144	0.146	0.148
a	0	3.45	3.12	3.88	3.10	3.49	3.43
	0.005	3.94	3.32	2.67	2.56	4.29	3.63
	0.01	3.67	2.58	2.69	2.37	4.46	3.51
	0.02	3.82	2.60	3.04	2.34	3.93	3.40
	0.05	3.70	2.74	2.46	2.51	3.16	3.07
b	0	1.75	1.80	1.98	2.05	1.86	1.86
	0.005	2.30	2.29	2.11	2.56	2.12	2.25
	0.01	2.09	2.07	2.25	2.10	2.20	2.15
	0.02	2.47	1.95	2.34	2.17	2.58	2.38
	0.05	2.62	2.39	1.66	1.95	3.15	2.56
a_{eq}	0	3.56	3.23	3.64	3.03	3.45	3.42
	0.005	3.90	3.44	2.65	2.46	4.32	3.64
	0.01	3.70	2.65	2.59	2.33	4.50	3.52
	0.02	3.78	2.68	2.93	2.44	3.90	3.39
	0.05	3.51	3.11	2.50	2.43	3.11	3.05
b_{eq}	0	1.81	1.86	1.86	2.00	1.84	1.86
	0.005	2.28	2.37	2.09	2.46	2.14	2.24
	0.01	2.12	2.12	2.17	2.06	2.22	2.15
	0.02	2.44	2.01	2.26	2.26	2.50	2.36
	0.05	2.50	2.70	1.69	1.89	3.11	2.55

布の標準偏差を推定することが出来る。両式に含まれる定数は sample 数には影響を受けない量として具体例から定めることが出来る。ここでは Table 3.4 の数値と $C(\infty) = 0.13$ と仮定して次の実験式を得る。

$$\begin{aligned} C(h) &= 0.148 + 0.211 \exp\{-\tilde{C}(h)h\} \\ \tilde{C}(h) &= 121.5 + 283 \exp(-192h) \end{aligned} \quad (3.53)$$

つぎに各 ensemble における S_V の変動量を推定するために次式のランダム量 a, b を考える。

$$a = \max\left(\frac{S_V/ES_V - 1}{\sqrt{V(S_V/ES_V)}}\right) = \frac{\max S_V - ES_V}{\sqrt{V(S_V)}} \quad (3.54)$$

$$b = -\min\left(\frac{S_V/ES_V - 1}{\sqrt{V(S_V/ES_V)}}\right) = -\frac{\min S_V - ES_V}{\sqrt{V(S_V)}}$$

(3.54) 式に定義されたランダム量 a, b を各 case について固有周波数の影響を無視して評価すると Table 3.4 のとおりである。 a, b は sample 数に関する弱い関数とも考えられ、また減衰比 h に関しても平均的には a は減少の傾向を、 b は増加の傾向を有しているようであるが、まだ小数例からのみの評価であり一般的には、これらに無関係な狭い変動領域をもつランダム量と考えるべきであろう^[3.2]。

また、(3.54) 式に示す ensemble における正規化最大値及び最小値である a 及び b を実験的に定めた (3.53) 式の $C(h)$ を用いて表わしたものを a_{eq} 及び b_{eq} とし、Table 3.4 に示してある。 a, b と a_{eq}, b_{eq} は平均的にはほぼ一致した値を示しており、ここで対象とした例についてはその標準偏差がほぼ一致した値をとることから当然といえる。(3.53) 式、(3.54) 式を用いるならば、 $ES_V(f, h)$ が与えられるものとするとその ensemble における $S_V(f, h)$ における $S_V(f, h)$ の変動の上下界は

$$\{1 - \bar{b}C(h)\} ES_V(f, h) \leq S_V(f, h) \leq \{1 + \bar{a}C(h)\} ES_V(f, h) \quad (3.55)$$

で与えられる。ここで \bar{a}, \bar{b} は a, b または a_{eq}, b_{eq} の平均値で与えてよいと考えられる。

一方、(3.55) 式の半解析的表現による $S_V(f, h)$ の変動の上下界の推定に対応して、数値実験的に応答計算から求められた $S_V(f, h)$ の変動の上下界を case 5 について Figs. 3.19 (a)~(c) に示す。図中の MAX 及び MIN は、それぞれ case 5 における 14 の sample

からなる ensemble の最大値及び最小値を表わしている。これらの最大値及び最小値は当然 sample size の影響を受ける量と考えられ、通常、確率分布の形で示されるが、ここでは図中の最大値及び最小値の周波数に関する変動の平均的な傾向が、確率 $1/14$ に対応するものと考えて差し支えない。

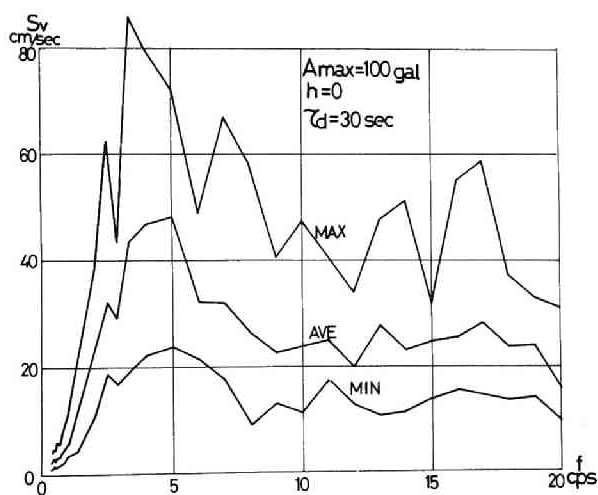


Fig.3.19 (a) Maxima and minima of velocity response spectra in case 5 ; $h=0$.

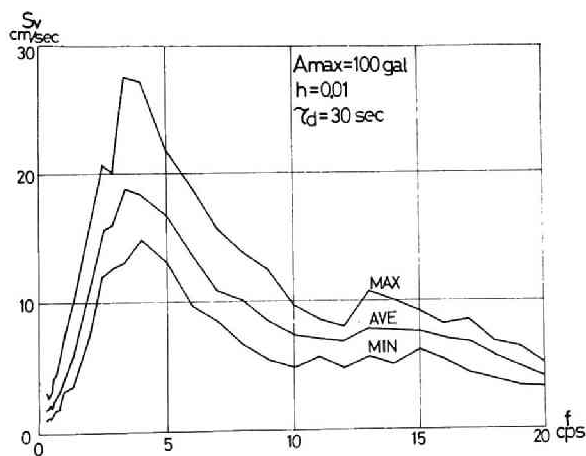


Fig.3.19 (b) Maxima and minima of velocity response spectra in case 5 ; $h=0.01$.

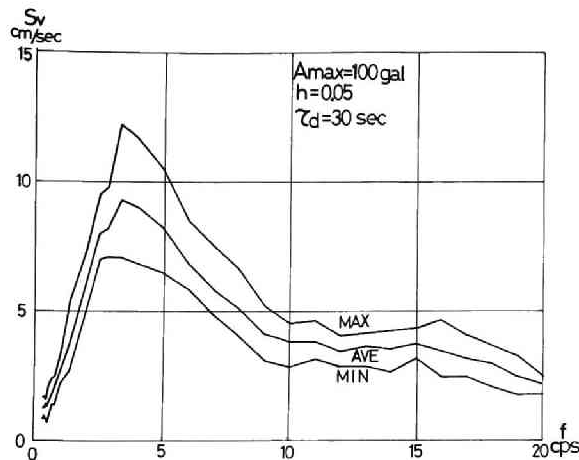


Fig.3.19 (c) Maxima and minima of velocity response spectra in case 5 ; $h = 0.05$

Fig. 3.19 (a)に示される $h = 0$ の場合は、最大値、最小値とも系の固有周波数に対する変動が大きいが、Figs. 3.19 (b), (c) に示されるように、減衰比の増加とともに平均応答スペクトラと類似した滑らかな変動となっている。また、平均応答スペクトラに対する最大値及び最小値の比も、 $h = 0$ に対しては2倍以上あるいは $1/2$ 倍以下となる場合もあることを示しており、ensembleにおける変動の巾は可成り大きい、 $h = 0.01$ あるいは 0.05 に対してはこれらの比の値は小さく、ensembleにおける最大値、最小値の巾は Fig. 3.17 (e)からも判断されるように平均値まわりに集中していることを示している。

また、3.4.2 におけると同様に、応答スペクトラ S_v の分布性状に及ぼす外乱継続時間 τ_d の影響を調べた結果を Figs. 3.20 (a)~(c)に示している。減衰比 $h = 0$ の場合は Fig. 3.20 (a)に示されるが、 $\tau_d = 5 \sim 30$ sec に亘って特に顕著な相違は認められない。この場合は非定常性と云う観点からは既述のように継続時間は関係を有さず、図からもこのことが確められている。一方、Figs. 3.20 (b), (c)における $h = 0.01$ 及び 0.05 に対しては、 $\tau_d = 5$ sec と 10 sec の場合に若干の相違が認められ、 $\tau_d = 10$ sec の場合が平均値まわりに集中した比較的 sharp な分布性状を示している。さらに、この両者と $\tau_d = 30$ sec の場合とを比較すると、幾分明瞭な相違が認められ $\tau_d = 30$ sec の場合は平均値近傍に高い集中を示し、平均値から遠ざかるにつれてその拡がりも小となっていることが指摘出来る。

したがって、平均応答スペクトラに関しては、 $h > 0$ の場合、 $5 \text{ sec} \leq \tau_d \leq 30 \text{ sec}$ では τ_d は定性的に影響を及ぼさないと考えられるが、分布性状に関しては、 $\tau_d = 5, 10 \text{ sec}$ と 30 sec とは同一視出来ないものとする必要がある。

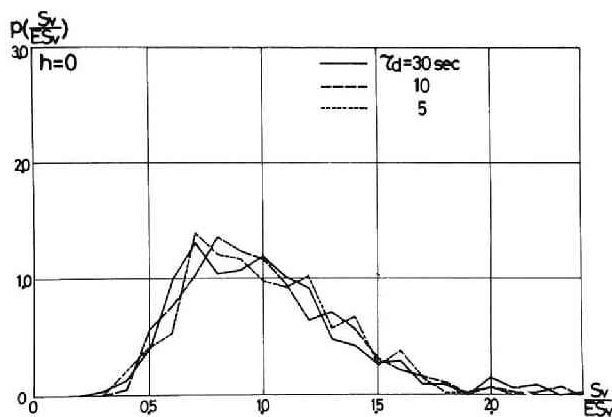


Fig.3.20 (a) Probability density function of normalized response spectra in case 5 ; $h=0$.

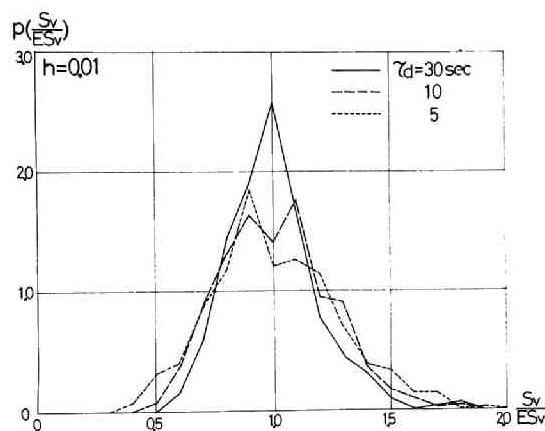


Fig.3.20 (b) Probability density function of normalized response spectra in case 5 ; $h=0.01$.

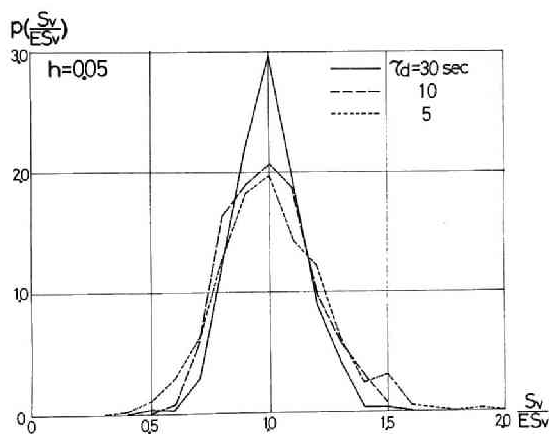


Fig.3.20 (c) Probability density function of normalized response spectra in case 5 ; $h=0.05$.

3.5 擬定常入力による速度応答スペクトラの解析的表現

3.5.1 序

前節においては、地盤条件の `simulate` から得られた幾つかの模擬地震波群に対する平均速度応答スペクトラを求め、地震外乱のスペクトル特性と平均速度応答スペクトラとの関係を考察するとともに、模擬地震波に対する応答の `ensemble` における分布性状におけるパラメータの寄与を、統計的な指標を用いて示した。本節においては、地震外乱のスペクトル特性と速度応答スペクトラとを解析的に関連づけて、地盤条件に対応する速度応答スペクトラ及びその上下限の表現の誘導を示す。すなわち、まず十分に広帯域を覆う平坦なスペクトル特性を有する擬定常入力の作用を受ける線形1自由度系の非定常応答に対して、そのエネルギー・スペクトル密度の時間関数を用いた等価的な定常化応答を定義する。この定常化された応答の `ergode` 性を仮定することによって空間領域と時間領域の最大値を等置し、また、定常確率過程の `envelope` の振巾確率密度が Rayleigh 分布をなすことを用いて、平均速度応答スペクトラ及びその上下限の解析的表現を導く。

3.5.2 平均速度応答スペクトラの定義とその上下界

ここでは比較的滑らかな形で示されるスペクトル密度を有する定常過程に属する関数から、時間領域における `cutoff operator` によって有限区間を切り出して得られる擬定常入力に対する平均速度応答スペクトラの性質を取り扱う。ここに対象とする系の固有周波数に対して、入力の周波数の帯域は一般に十分に広いものとする。

1 自由度系の線形振動方程式は

$$\left(\frac{d^2}{d\tau^2} + 2h\omega \frac{d}{d\tau} + \omega^2 \right) \eta(\tau) = f(\tau) \quad (3.56)$$

で表わされる。ここに ω, h はそれぞれ系の固有角周波数、臨界減衰比である。また $f(\tau)$, $\eta(\tau)$ はそれぞれ地動加速度外乱、相対変位応答を示す。ここで

$$\left. \begin{aligned} h' &= h / \sqrt{1-h^2}, & \omega' &= \omega \sqrt{1-h^2} \\ 0 \leq h \leq 1, & -\infty < \omega < \infty \end{aligned} \right\} \quad (3.57)$$

として次式に示される $A(\tau; \omega', h')$ を定義する。

$$\left. \begin{aligned} A(\tau; \omega', h') &= \int_{-\infty}^{\infty} D(\mu; R_{0\tau}^1) f(\mu) \exp(-h' |\omega'| (\tau - \mu)) \exp(-j\omega' \mu) d\mu \\ &= \int_0^{\tau} f(\mu) \exp(-h' |\omega'| (\tau - \mu)) \exp(-j\omega' \mu) d\mu \end{aligned} \right\} \quad (3.58)$$

ここで $D(\mu; R_{0\tau}^1)$ は時間領域 $R_{0\tau}^1 = (0, \tau)$ 上の cutoff operator で次式で示される。

$$D(\mu; R_{0\lambda}^1) = S(\mu) - S(\mu - \lambda) \quad (3.59)$$

ここに $S(\mu)$ は step function を示す。初期条件を

$$\eta_{\tau=0} = \frac{d\eta}{d\tau}_{\tau=0} = 0 \quad (3.60)$$

として、 $\tau=0$ から任意の外乱 $f(\tau)$ を受ける場合の系の相対変位応答は $\omega > 0$ 、したがって $\omega' > 0$ の領域で (3.61) 式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \eta(\tau) &= \frac{1}{\omega'} |A(\tau; \omega', h')| \sin(\omega'\tau + \varphi_D) \\ \varphi_D &= \arg A(\tau; \omega', h') = \tan^{-1} \frac{\mathbf{I}(A(\tau; \omega', h'))}{\mathbf{R}(A(\tau; \omega', h'))} \end{aligned} \right\} \quad (3.61)$$

ここに $\mathbf{R}(\quad)$ 、 $\mathbf{I}(\quad)$ はそれぞれ実数部および虚数部を表わす。(3.61) 式を用いて相対変位の絶対値の時間に関する最大値 $RD(\omega, h)$ の上界は次式で与えられる。

$$RD(\omega, h) = \sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} |\eta(\tau)| \leq \frac{1}{\omega'} \sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} |A(\tau; \omega', h')| \quad (3.62)$$

(3.61) 式、(3.62) 式より $|A(\tau; \omega', h')|$ の変動が $\sin \omega' \tau$ の変動に比較して緩やかな場合は (3.62) 式で示される上界は殆んど最小上界と考えられる。

つぎに加速度入力 $f(\tau)$ の 1 つのスペクトル表示である速度応答スペクトラは

$$\left. \begin{aligned} J(\tau; \omega, h) &= \mathbf{I}(A(\tau; \omega, h) \exp(-j\omega\tau)) \\ &= |A(\tau; \omega, h)| \sin(\omega\tau + \arg A(\tau; \omega, h)) \\ &= \int_0^\tau f(\mu) \exp(-h|\omega|(\tau - \mu)) \sin \omega(\tau - \mu) d\mu \end{aligned} \right\} \quad (3.63)$$

を用いて $\omega > 0$ で次式で定義される。

$$S_V(\omega, h) = \sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} |J(\tau; \omega, h)| \quad (3.64)$$

(3.63) 式、(3.64) 式より

$$S_V(\omega, h) \leq \sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} |A(\tau; \omega, h)| \quad (3.65)$$

ここで $h \ll 1$ を考えるものとして (3.57) 式の h' , ω' を

$$h' = h, \quad \omega' = \omega, \quad \sqrt{1+h^2} \doteq 1 \quad (3.66)$$

とすると

$$\omega RD(\omega, h) \doteq S_V(\omega, h)$$

が成立する。上式の右辺 $S_V(\omega, h)$ は速度応答スペクトラと呼ばれる量である^{[3.23], [3.24]}。つぎに (3.58) 式に従うものとして擬定常過程に属する関数 $f(\mu)$ と cutoff operator を用いて変形擬定常過程,

$$\begin{aligned} \xi(\mu, \tau; \omega, h, \tau_d) &= D(\mu; R_{0\tau}^1) D(\mu; R_{0\tau_d}^1) \exp(-h|\omega|(\tau-\mu)) f(\mu) \\ &= D(\mu; R_{0\tau_m}^1) \exp(-h|\omega|(\tau-\mu)) f(\mu) \end{aligned} \quad (3.67)$$

$$f(\mu) = a(\mu) \psi(\mu), \quad \tau_m = \min(\tau, \tau_d) \quad (3.68)$$

を定義する。ここに $a(\mu)$ は任意の確定関数, $\psi(\mu)$ は定常過程に属する関数である。変形擬定常過程のエネルギースペクトル密度 $S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)$ は $\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)$ の Fourier スペクトルの絶対値の自乗の ensemble 平均として次式で定義される^[3.25]。

$$S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) = E |A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)|^2 \quad (3.69)$$

$$\left. \begin{aligned} A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d) &= \int_{-\infty}^{\infty} \xi(\mu, \tau; \omega, h, \tau_d) \exp(-j\omega\mu) d\mu \\ &= \int_0^{\tau_m} f(\mu) \exp(-h|\omega|(\tau-\mu)) \exp(-j\omega\mu) d\mu \end{aligned} \right\} \quad (3.70)$$

また、変形擬定常過程のパワースペクトル密度 $S_{H\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)$ の時間率として次式で定義される^[3.25]。

$$S_{H\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) = \frac{\partial}{\partial \tau} S_{H\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) \quad (3.71)$$

(3.71) 式を初期条件 $S_{H\xi}(0; \omega, h, \tau_d) = 0$ を考慮して積分すると

$$S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) = \int_0^\tau S_{H\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) d\tau \quad (3.72)$$

さて、擬定常入力

$$D(\tau; R_0^1 \tau_d) f(\tau) = D(\tau; R_0^1 \tau_d) a(\tau) \psi(\tau)$$

に関する速度応答スペクトラ $S_V(\omega, h, \tau_d)$ は (3.63) 式, (3.64) 式より

$$S_V(\omega, h, \tau_d) = \sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} |J_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)| \quad (3.73)$$

$$J_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d) = |A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)| \sin(\omega\tau + \arg A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)) \quad (3.74)$$

と表わせる。 $|A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)|$ が $\sin \omega\tau$ に比較して τ の弱い関数であるとして、平均応答スペクトラは次式で近似的に評価できる。

$$S_V(\omega, h, \tau_d) = E \sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} |J_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)| \doteq E \sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} |A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)| \quad (3.75)$$

いま $|A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)|$ が有界であるとすれば次式を満足する有界で正の $\bar{\lambda}$ が存在する。

$$\sup E |A_\xi| = E |A_\xi| + \bar{\lambda} \sqrt{V |A_\xi|}, \quad \lambda \geq 0 \quad (3.76)$$

一方 (3.75) 式の ES_V には次の上下界が存在する。

$$\sup_T \sup E |A_\xi| = \sup E \sup_T |A_\xi| \geq ES_V \doteq E \sup_T |A_\xi| \geq \sup_T E |A_\xi| \quad (3.77)$$

ここで T は $T \equiv R_{0\infty}^1$ とする。したがって

$$\sup_T (E |A_\xi| + \bar{\lambda} \sqrt{V |A_\xi|}) \geq ES_V = E \sup_T |A_\xi| \geq \sup_T E |A_\xi| \quad (3.78)$$

として上下界が表わせる。

3.5.3 平均速度応答スペクトラの解析的表現の誘導

さて、変形擬定常過程のエネルギースペクトル密度を ω のみの関数と $(\tau, \omega, h, \tau_d)$ の関数の積としてつぎのように表わす。

$$\left. \begin{aligned} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) &= E |A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)|^2 = D(\tau; \omega, h, \tau_d) S_S(\omega) \\ D(\tau; \omega, h, \tau_d) &> 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.79)$$

このとき

$$A_S(\tau; \omega, h, \tau_d) = \frac{A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)}{\sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)}} \quad (3.80)$$

および

$$J_S(\tau; \omega, h, \tau_d) = \frac{J_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)}{\sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)}} \quad (3.81)$$

を定義すると

$$J_S(\tau; \omega, h, \tau_d) = |A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)| \sin(\omega\tau + \arg A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)) \quad (3.82)$$

および

$$E|A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)|^2 = S_S(\omega) \quad (3.83)$$

が成立し、(3.80)式、(3.81)式に定義された確率過程は almost stationary process であると考えられる。この時(3.78)式におけるより小な上界が次式で得られる。

$$\begin{aligned} ES_V(\omega, h, \tau_d) &\doteq E \sup_T |A_\xi(\tau; \omega, h, \tau_d)| \\ &\leq \sup_T \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} E \sup_T |A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)| \end{aligned} \quad (3.84)$$

ここでさらに $|A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)|$ が ergodic であるとする。すなわち $|A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)|$ の空間的な確率統計的性質と時間方向の確率統計的性質が等しいとする。空間領域、時間領域をそれぞれ E, T と表わし、それぞれの領域における平均の operator を E_E, E_T で表わす。このとき(3.84)式の右边は次のように書ける。

$$\begin{aligned} &\sup_T \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} E_E \sup_T |A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)| \\ &= \sup_T \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} E_T \sup_E |A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)| \end{aligned} \quad (3.85)$$

したがって

$$\sup_I |A_S| = E_I |A_S| + \bar{\lambda}_I \sqrt{V_I} |A_S|, \quad I = T, E \quad (3.86)$$

を得る。さらに、 $E_I, I = T, E$ を作用させて次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} E_E \sup_T |A_S| &= E_T |A_S| + E_E \bar{\lambda}_T \sqrt{V_T} |A_S| \\ E_T \sup_E |A_S| &= E_E |A_S| + E_T \bar{\lambda}_E \sqrt{V_E} |A_S| \end{aligned} \right\} \quad (3.87)$$

$|A_S(\tau; \omega, h, \tau_d)|$ は ergodic stationary であるから

$$\bar{\lambda}_{av} = E_E \bar{\lambda}_T = E_T \bar{\lambda}_E \quad (3.88)$$

とにおいて (3.84) 式は

$$\left. \begin{aligned} ES_V(\omega, h, \tau_d) &\leq \sup_T \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} \left\{ E_T |A_S| + \bar{\lambda}_{av} \sqrt{V_T |A_S|} \right\} \\ &= \sup_T \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} \left\{ E_E |A_S| + \bar{\lambda}_{av} \sqrt{V_E |A_S|} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (3.89)$$

で表わされる。

一方定常確率過程 J_S に関しては, J_S と $\frac{d}{d\tau} J_S$ の同時刻における共分散は零であるので, J_S の envelope $|A_S|$ の振巾確率密度は次式の Rayleigh 分巾の密度関数で与えられる^[3.26]。

$$p(|A_S|) = \frac{|A_S|}{V|A_S|} \exp\left(-\frac{|A_S|^2}{2V|A_S|}\right) \quad (3.90)$$

したがって

$$\frac{E|A_S|}{\sqrt{E|A_S|^2}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2}, \quad \frac{\sqrt{V|A_S|}}{\sqrt{E|A_S|^2}} = \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \quad (3.91)$$

を得る。(3.91) 式を (3.89) 式に代入して

$$\left. \begin{aligned} ES_V(\omega, h, \tau_d) &\leq \sup_T \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + \bar{\lambda}_{av} \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{E_E |A_S|^2} \\ &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + \bar{\lambda}_{av} \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{\sup_T E_E |A_S|^2} \\ &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + \bar{\lambda}_{av} \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{\sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)} \end{aligned} \right\} \quad (3.92)$$

を得る。一方 $ES_V(\omega, h, \tau_d)$ の下界については $|A_S|$ の ergodic 性と (3.77) 式, (3.80) 式より次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} ES_V(\omega, h, \tau_d) &\geq \sup_T \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \sqrt{E_E |A_S|^2} \\ &= \frac{\sqrt{\pi}}{2} \sqrt{\sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)} \end{aligned} \right\} \quad (3.93)$$

(3.92)式, (3.93)式より

$$E S_V(\omega, h, \tau_d) = \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + f \lambda \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{\sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)} \quad (3.94)$$

が成立するような $f \lambda$ が $\bar{\lambda}_{av} \geq f \lambda \geq 0$ の範囲に存在する。このような $f \lambda$ は一般に ω, h, τ_d の関数と考えられる。

次に $\sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)$ の評価を行なうにあたって、擬定常入力 $f(\tau) = a(\tau)\psi(\tau)$ の envelope $a(\tau)$ を $a(\tau) = 1$ とし、また $\psi(\tau)$ が white noise の場合とすると容易に $S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)$ は次式のように定まる。

$$\left. \begin{aligned} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) &= \frac{c^2(1 - \exp(-2h|\omega|\tau))}{2h|\omega|}, \quad \tau \leq \tau_d \\ S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) &= \tau c^2, \quad \tau \leq \tau_d \\ \text{また,} \quad S_{H\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) &= \frac{\partial}{\partial \tau} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) \leq 0, \quad \tau \geq \tau_d, h \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.95)$$

と表わされる。あるいは $\psi(\tau)$ が十分な広帯域のスペクトル密度 $S_\psi(\omega)$ を有している場合は、(3.95)において $c^2 = S_\psi(\omega)$ と置きかえた場合として近似的に次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) &\doteq \frac{1 - \exp(-2h|\omega|\tau)}{2h|\omega|} S_\psi(\omega), \quad \tau \leq \tau_d \\ S_{E\xi}(\tau; \omega, 0, \tau_d) &\doteq \tau S_\psi(\omega), \quad \tau \leq \tau_d \\ S_{H\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) &= \frac{\partial}{\partial \tau} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) \leq 0, \quad \tau \geq \tau_d, h \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.96)$$

したがって

$$\sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d) = S_{E\xi}(\tau_d; \omega, h, \tau_d) \quad (3.97)$$

が得られる。もし $\psi(\tau)$ が white noise でない一般の場合には $\sup_{\tau \in R_{0\infty}^1} S_{E\xi}$ を解析的に厳密に求めるのは容易ではないが、 $\psi(\tau)$ のスペクトル密度 $S_\psi(\omega)$ が広帯域スペクトルの場合で且つ $S_\psi(\omega)$ の有勢な帯域内で、 $\tau = \tau_d$ で $S_{E\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)$ が最大になるとしても大きな間違いはないと判断される。したがって(3.97)式が成立するものとすれば(3.94)式に代入して

$$ES_V(\omega, h, \tau_d) = \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + {}_f\lambda \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{S_{E\xi}(\tau_d; \omega, h, \tau_d)} \quad (3.98)$$

を得る。ここで ${}_f\lambda$ は

$${}_f\lambda \equiv {}_f\lambda(\omega, h, \tau_d) \quad (3.99)$$

で表わされるが $\psi(\tau)$ が対象とする ω の範囲を覆う充分な広帯域のスペクトル密度を有するとすれば、

$${}_f\lambda(\omega, h, \tau_d) \doteq {}_f\lambda(h) = \langle {}_f\lambda(\omega, h, \tau_d) \rangle_{\omega, \tau_d} \quad (3.100)$$

で近似的に表わすことが出来ると推定される。ここに $\langle A \rangle_a$ は A の a に関する平均を示す。したがって

$$\left. \begin{aligned} ES_V(\omega, h, \tau_d) &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + {}_f\lambda(h) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{D(\tau_d; \omega, h, \tau_d) S_\psi(\omega)} \\ ES_V(\omega, h, \tau_d) &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + {}_f\lambda(0) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{D(\tau_d; \omega, 0, \tau_d) S_\psi(\omega)} \end{aligned} \right\} \quad (3.101)$$

より

$$\left. \begin{aligned} {}_fq(h) &= \left\langle \frac{ES_V(\omega, h, \tau_d)}{ES_V(\omega, 0, \tau_d)} \sqrt{\frac{D(\tau_d; \omega, 0, \tau_d)}{D(\tau_d; \omega, h, \tau_d)}} \right\rangle_{\omega, \tau_d} \\ &= \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} + {}_f\lambda(h) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}}}{\frac{\sqrt{\pi}}{2} + {}_f\lambda(0) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}}}, \quad q(0) = 1 \end{aligned} \right\} \quad (3.102)$$

が得られ、 ${}_f\lambda(0)$ と ${}_fq(h)$ が与えられると

$${}_f\lambda(h) = \left(\sqrt{\frac{\pi}{4 - \pi}} + {}_f\lambda(0) \right) {}_fq(h) - \sqrt{\frac{\pi}{4 - \pi}} \quad (3.103)$$

によって ${}_f\lambda(h)$ を定め得る。一般に ${}_f\lambda(h)$, ${}_fq(h)$ について次の性質が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{dh} {}_f\lambda(h) &> 0, \quad \frac{d^2}{dh^2} {}_f\lambda(h) < 0 \\ \frac{d}{dh} {}_fq(h) &> 0, \quad \frac{d^2}{dh^2} {}_fq(h) < 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.104)$$

また $f\lambda(h)$, $f q(h)$ は $h=0$ の近傍で急激にある値に収束する性質を有するので、次の表現が可能となる。

$$\left. \begin{aligned} f\lambda(h) &= f\lambda(\infty) - \{f\lambda(\infty) - f\lambda(0)\} \exp\{-f\alpha(h)h\} \\ f q(h) &= f q(\infty) - \{f q(\infty) - f q(0)\} \exp\{-f\alpha(h)h\} \end{aligned} \right\} \quad (3.105)$$

ここで $f\alpha(h)$ は $f\lambda(h)$, $f q(h)$ の収束量を示す量で大きな正值であるが、一般に

$$f q(h) \gg 1, \frac{d}{dh} f\alpha(h) > 0, \frac{d^2}{dh^2} f\alpha(h) < 0 \quad (3.106)$$

で、かつ h の増加とともに一定値に収束する傾向を有する。したがって

$$f\alpha(h) = f\alpha(\infty) - \{f\alpha(\infty) - f\alpha(0)\} \exp(-\beta h), \beta > 0 \quad (3.107)$$

で表わされる。したがって

$$f\alpha(h) = -\frac{1}{h} \log \frac{f\lambda(\infty) - f\lambda(h)}{f\lambda(\infty) - f\lambda(0)} = -\frac{1}{h} \log \frac{f q(\infty) - f q(h)}{f q(\infty) - f q(0)} \quad (3.108)$$

が成立する。

3.5.4 連度応答スペクトラの上下限の表現

速度応答スペクトラ $S_V(\omega, h, \tau_d)$ の分布を有界として、その上下限を次式のように表わすものとする。

$$\left. \begin{aligned} \sup_E S_V &= E_E S_V + \bar{\mu} \sqrt{V_E S_V} \\ \inf_E S_V &= E_E S_V + \underline{\mu} \sqrt{V_E S_V} \end{aligned} \right\} \quad (3.109)$$

上式中の $V_E S_V$ のすなわち S_V の分散を既に得た $E_E S_V$ と同様な形で次のように表現する。

$$\begin{aligned} V_E S_V &= E_E (S_V)^2 - (E_E S_V)^2 \\ &\doteq E_E (\sup_T |A_\xi|)^2 - (E_E \sup_T |A_\xi|)^2 \end{aligned} \quad (3.110)$$

ここで次の近似的表現を採る。

$$\begin{aligned} \sup_{\mathbf{T}} |A_{\xi}(\tau; \omega, h, \tau_d)| &\doteq \sup_{\mathbf{T}} \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} \sup_{\mathbf{T}} |A_S(\omega, h, \tau_d)| \\ &= \sup_{\mathbf{T}} \sqrt{D(\tau; \omega, h, \tau_d)} (E_{\mathbf{T}} |A_S| + \bar{\lambda}_{\mathbf{T}} \sqrt{V_{\mathbf{T}} |A_S|}) \end{aligned} \quad (3.111)$$

したがって A_S の ergode 性から次式を得る。

$$\begin{aligned} E_E (\sup_{\mathbf{T}} |A_{\xi}|)^2 &= \sup_{\mathbf{T}} D ((E |A_S|)^2 + 2 E |A_S| \sqrt{V |A_S|} E \bar{\lambda} \\ &\quad + E (\bar{\lambda})^2 V |A_S|) \end{aligned} \quad (3.112)$$

一方,

$$\begin{aligned} (E_E \sup_{\mathbf{T}} |A_{\xi}|)^2 &= \sup_{\mathbf{T}} D ((E |A_S|)^2 + 2 E |A_S| \sqrt{V |A_S|} E \bar{\lambda} \\ &\quad + (E \bar{\lambda})^2 V |A_S|) \end{aligned} \quad (3.113)$$

したがって,

$$\begin{aligned} V_E S_V &= \sup_{\mathbf{T}} D V \bar{\lambda} V |A_S| = V \bar{\lambda} (1 - \frac{\pi}{4}) \sup_{\mathbf{T}} D E |A_S|^2 \\ &= (1 - \frac{\pi}{4}) V \bar{\lambda} \sup_{\mathbf{T}} E |A_{\xi}|^2 = (1 - \frac{\pi}{4}) V \bar{\lambda} \sup_{\mathbf{T}} S_{E\xi} \end{aligned} \quad (3.114)$$

を得る。これを用いて (3.109) 式から $\sup_{\mathbf{E}} S_V$, $\inf_{\mathbf{E}} S_V$ は次式のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \sup_{\mathbf{E}} S_V &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} (E \bar{\lambda} + \bar{\mu} \sqrt{V \bar{\lambda}}) \right) \sqrt{\sup_{\mathbf{T}} S_{E\xi}} \\ \inf_{\mathbf{E}} S_V &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} (E \bar{\lambda} + \underline{\mu} \sqrt{V \bar{\lambda}}) \right) \sqrt{\sup_{\mathbf{T}} S_{E\xi}} \end{aligned} \right\} \quad (3.115)$$

ここで,

$$\left. \begin{aligned} \bar{\mu} &= \frac{\sup_{\mathbf{E}} S_V - E S_V}{\sqrt{V S_V}} = \frac{\sup \bar{\lambda} - E \bar{\lambda}}{\sqrt{V \bar{\lambda}}} > 0 \\ \underline{\mu} &= \frac{\inf_{\mathbf{E}} S_V - E S_V}{\sqrt{V S_V}} = \frac{\inf \bar{\lambda} - E \bar{\lambda}}{\sqrt{V \bar{\lambda}}} < 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.116)$$

を意味する。確率変数 $\bar{\lambda}$ は定義により

$$\bar{\lambda} = \frac{\sup |A_S| - E |A_S|}{\sqrt{V |A_S|}} \quad (3.117)$$

で与えられ、近似的に Rayleigh 分布に従う有界な確率変数 $|A_S|$ の正規化確率変数の最大値を意味する。 $\bar{\lambda}$ の確率統計的な性質は擬定常入力 $f(\tau)$ の性質とパラメータ ω, h, τ_d によるので、 $E\bar{\lambda} = \lambda_{av}$, $V\bar{\lambda}$ および $\bar{\mu}$, $\underline{\mu}$ は $f(\tau)$ 及び ω, h, τ_d の関数となる。

一方、確率変数 S_V は

$$S_V = \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \bar{\lambda} \right) \sqrt{\sup T S_{E\xi}} = \left(\sqrt{\frac{\pi}{4 - \pi}} + \bar{\lambda} \right) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \sqrt{\sup T S_{E\xi}} \quad (3.118)$$

の関係から $\sqrt{\frac{\pi}{4 - \pi}} + \bar{\lambda}$ に対応するので、 S_V と $\bar{\lambda}$ の正規化確率変数は等しく、その最大値及び最小値はそれぞれ $\bar{\mu}$ 及び $\underline{\mu}$ となる。

ここで、近似的に $\bar{\lambda}$ の確率分布は $E\bar{\lambda}$ に関して対称と仮定して、

$$\bar{\mu} = \underline{\mu} = \mu \quad (3.119)$$

を用いて次式を定義する。

$${}_f\delta(\omega, h, \tau_d) = \mu \frac{\sqrt{V S_V}}{E S_V} = \frac{\mu \sqrt{V \bar{\lambda}}}{\sqrt{\frac{\pi}{4 - \pi}} + E \bar{\lambda}} \quad (3.120)$$

(3.120) 式の ${}_f\delta$ は指数型の h に関する減少関数と考えられ、次式のように表わせる。

$${}_f\delta(\omega, h, \tau_d) = {}_f\delta(\infty) - \{ {}_f\delta(\infty) - {}_f\delta(0) \} \exp(-{}_f r(\omega, h, \tau_d) h) \quad (3.121)$$

ここに

$$0 < {}_f\delta(\infty) < {}_f\delta(0) \quad (3.122)$$

したがって S_V の上下限は次式のように表わせる。

$$\sup_{\inf} S_V = (1 \pm {}_f\delta(\omega, h, \tau_d)) \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} {}_f\lambda(\omega, h, \tau_d) \right) \sqrt{\sup T S_{E\xi}} \quad (3.123)$$

通常 ${}_f\delta(\omega, h, \tau_d)$ は、 ω, τ_d の弱い関数と考えられ、近似的に h のみ関数として

$${}_f\delta(h) = {}_f\delta(\infty) - \{ {}_f\delta(\infty) - {}_f\delta(0) \} \exp(-{}_f r(h) h) \quad (3.124)$$

の形で表わされる。

3.5.5 数値例と考察

3.5.2 ～ 3.5.4 で述べた方法を用いて擬定常過程に属する加速度入力 $D(\tau; R_{0\tau_d}^1)a(\tau)\psi(\tau)$ による平均速度応答スペクトラ ES_V を、実際の応答解析の結果から求めた数値を用いて定め、さらに ensemble における各 sample の変動の上下限を検討する。ここで用いた応答解析の結果は 3.4 に示された case 1 に属する 7 個の波形についてであり、 $|A_S|$ の

Table 3.5 Statistical values of normalized absolute amplitude, $|A_S|/E|A_S|$

	ω	h	case 1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6	1-7
$\sup_T \frac{ A_S }{E A_S }$	$2.86 \times 2\pi$	0	1.34	3.00	1.78	2.38	2.07	1.47	1.26
		0.005	1.43	2.64	2.10	2.20	2.63	1.74	1.62
		0.01	1.50	2.61	2.17	2.05	2.56	1.83	1.95
		0.02	1.80	2.56	2.14	1.96	2.52	1.81	1.98
		0.05	2.11	2.29	1.99	2.04	2.55	1.99	2.18
	$5.0 \times 2\pi$	0	1.50	1.35	1.89	1.78	1.19	1.77	1.75
		0.005	1.81	1.72	2.42	3.08	1.76	2.06	1.84
		0.01	1.96	2.28	2.86	3.59	2.29	2.22	2.13
		0.02	2.16	2.56	3.21	3.46	2.53	2.61	2.58
		0.05	2.32	3.06	3.24	2.88	2.60	2.50	2.80
$\sqrt{V_T} \frac{ A_S }{E A_S }$	$2.86 \times 2\pi$	0	0.214	0.580	0.294	0.592	0.397	0.282	0.143
		0.005	0.209	0.563	0.415	0.579	0.567	0.348	0.328
		0.01	0.236	0.535	0.435	0.510	0.570	0.363	0.482
		0.02	0.320	0.536	0.472	0.491	0.543	0.342	0.440
		0.05	0.461	0.526	0.480	0.452	0.471	0.408	0.468
	$5.0 \times 2\pi$	0	0.295	0.169	0.412	0.263	0.085	0.248	0.507
		0.005	0.467	0.281	0.542	0.540	0.355	0.502	0.406
		0.01	0.462	0.382	0.635	0.603	0.435	0.476	0.489
		0.02	0.505	0.480	0.666	0.607	0.470	0.491	0.580
		0.05	0.521	0.563	0.615	0.536	0.498	0.502	0.520
$f\lambda_T$	$2.86 \times 2\pi$	0	0.65	3.82	1.49	2.64	2.04	0.90	0.50
		0.005	0.82	3.13	2.10	2.29	3.11	1.41	1.18
		0.01	0.96	3.07	2.23	2.00	2.98	1.58	1.81
		0.02	1.53	2.98	2.18	1.83	2.90	1.55	1.87
		0.05	2.12	2.46	1.89	1.99	2.96	1.89	2.25
	$5.0 \times 2\pi$	0	0.96	0.67	1.70	1.49	0.36	1.38	1.43
		0.005	1.55	1.37	2.71	3.97	1.45	2.02	1.60
		0.01	1.83	2.45	3.55	4.94	2.46	2.33	2.16
		0.02	2.22	2.98	4.22	4.70	2.92	3.07	3.02
		0.05	2.52	3.93	5.28	3.59	3.06	2.86	3.44

時間方向の分布を中介にして ergode 性を仮定し $f \lambda(h)$ を評価するものとする。採用した ω は $2.86 \times 2\pi$ と $5 \times 2\pi$ の 2 点で、1 つの応答波形からそれぞれ 140 個、200 個の極値振巾を読みとり、整理した結果を Table 3.5 に示す。ここに $s \sigma_T, s \lambda_T, f \lambda_T$ はそれぞれ次式で示され、 $f \lambda_T$ は Rayleigh 分布に対する等価的な量である。

$$s \sigma_T = \sqrt{V_T \frac{|A_S|}{E_T |A_S|}} = \frac{\sqrt{V_T |A_S|}}{E_T |A_S|} \quad (3.125)$$

$$s \lambda_T = \frac{\sup_T \frac{|A_S|}{E_T |A_S|} - 1}{\sqrt{V_T \frac{|A_S|}{E_T |A_S|}}} = \frac{\sup_T \frac{|A_S| - E_T |A_S|}{\sqrt{V_T |A_S|}}}{\sqrt{V_T |A_S|}} \quad (3.126)$$

$$f \lambda_T = \frac{s \lambda_T s \sigma_T}{\sigma(0)} = \sqrt{\frac{\pi}{4-\pi}} \frac{\sup_T \frac{|A_S| - E_T |A_S|}{E_T |A_S|}}{\sigma(0)}, \quad \sigma(0) = \sqrt{\frac{4-\pi}{\pi}} \quad (3.127)$$

また Figs. 3.21 (a)~(e) は $s \sigma_T, s \lambda_T$ の評価のため $|A_S|/E|A_S|$ の確率密度関数 $p(|A_S|/E|A_S|)$ を 7 個の sample について ensemble 平均したものを示している。(3.125) 式~(3.127) 式で示される量の ω についての平均を Table 3.6 および Fig. 3.22 に示す。

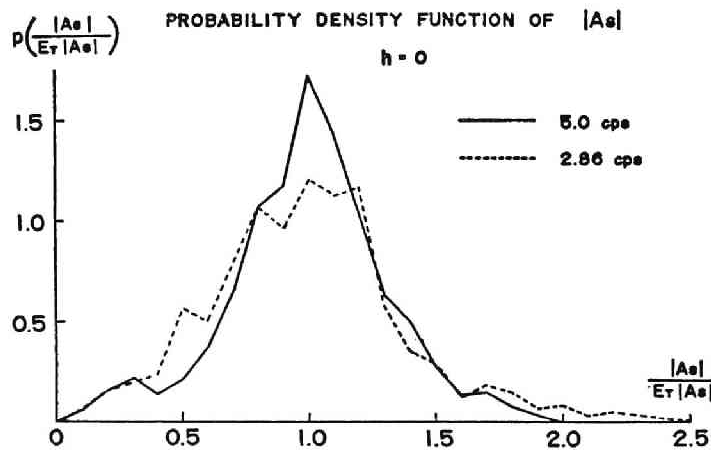


Fig.3.21 (a) Average probability density function of normalized absolute amplitude, $|A_S|$, for $h=0$.

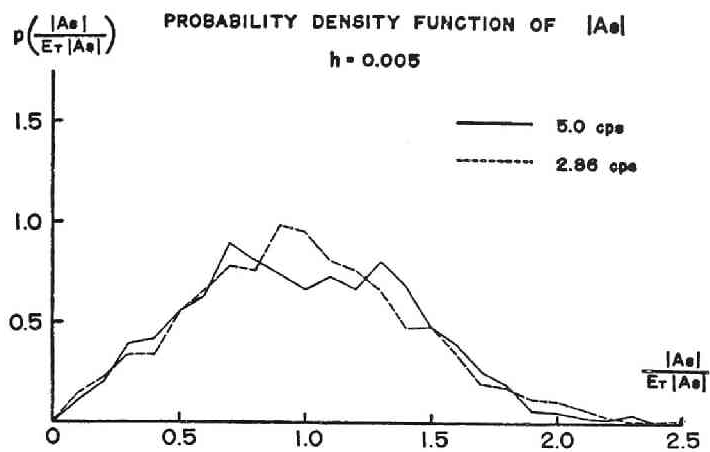


Fig.3.21 (b) Average probability density function of normalized absolute amplitude, $|A_s|$, for $h=0.005$.

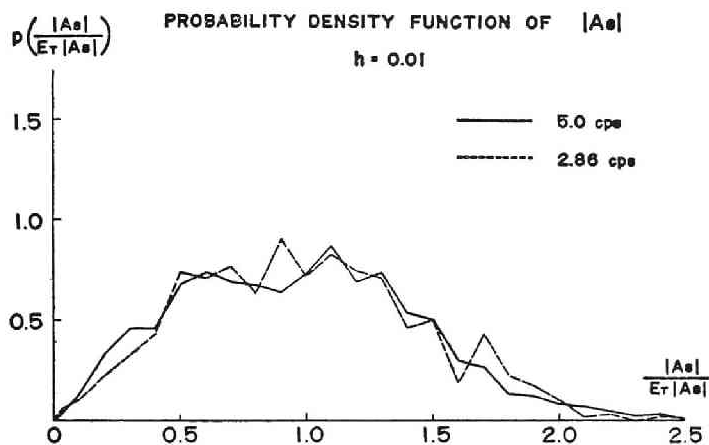


Fig.3.21 (c) Average probability density function of normalized absolute amplitude, $|A_s|$, for $h=0.01$.

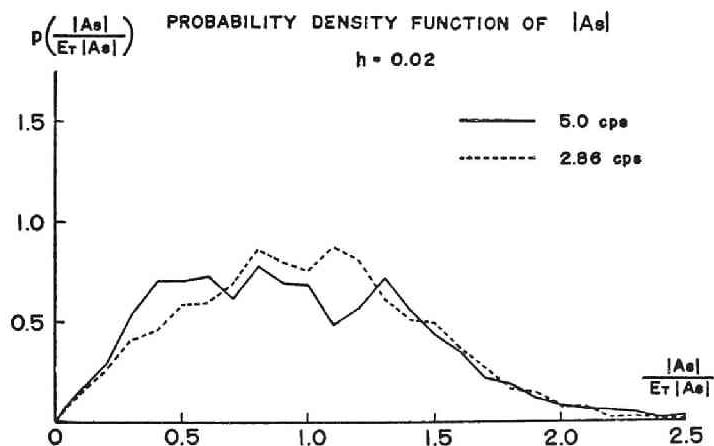


Fig.3.21 (d) Average probability density function of normalized absolute amplitude, $|A_s|$, for $h=0.02$.

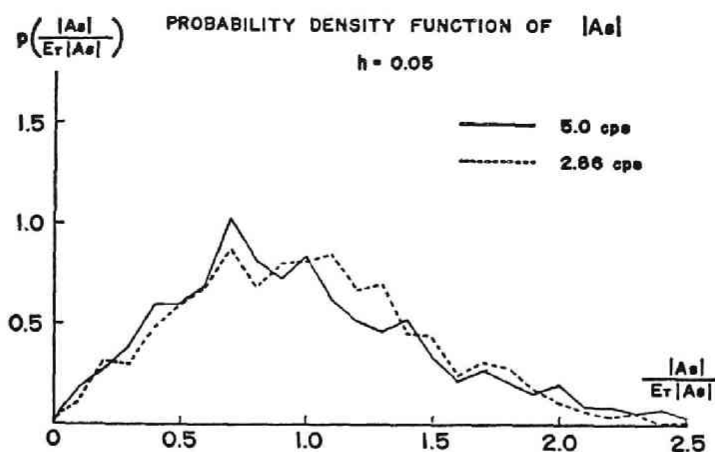


Fig.3.21 (e) Average probability density function of normalized absolute amplitude, $|A_s|$, for $h=0.05$.

Table 3.6 の $f\bar{\lambda}(h)$ に基づいて (3.105) 式, (3.107) 式による $f\bar{\lambda}(h)$ を定めるために次のように仮定を設ける。Table 3.5 に示される $h=0$ における $f\bar{\lambda}_T$ の値はバラツキが大であり、平均する意味が薄いことと同時に、 $f\bar{\lambda}_T(h)$ は $h=0$ 近傍で急激に増加する関数であり、analog 計算機の特徴から完全な $h=0$ が実現され難いこと、また $f\bar{\lambda}(0)$ は (3.105) 式, (3.108) 式を適用するのに用いる点であること等から、応答解析の結果による値をそのまま用いず、理論的に求められた値に^[3.15]に基づいて Rayleigh 分布に対する等価的な値として $f\bar{\lambda}(0) = 0.621$ を採用する。また、 $f\bar{\lambda}(\infty)$ として普通最大値の推

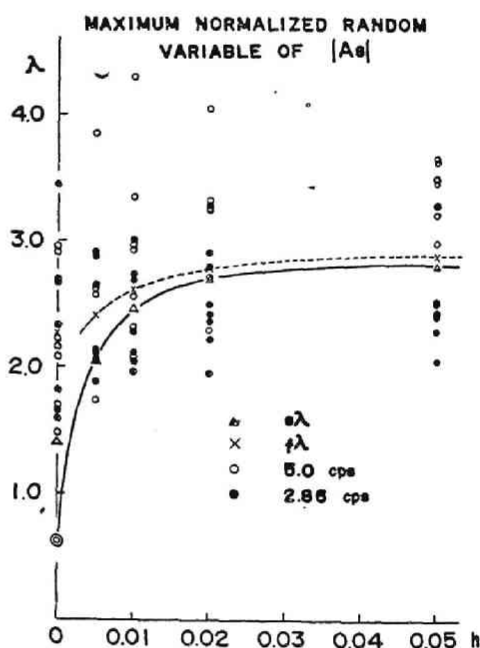


Fig.3.22 Maximum normalized random variable and its average, $s\bar{\lambda}$, and average of equivalent maximum normalized random variable, $f\bar{\lambda}$.

Table 3.6 Numerical values of $f\bar{\lambda}(h)$ and $f\bar{\alpha}(h)$.

h	0	0.005	0.01	0.02	0.05	∞
$\langle S^{\sigma T} \rangle_{\omega}$	0.320	0.436	0.472	0.496	0.502	
$S\bar{\lambda}(h) = \langle S\bar{\lambda}_T \rangle_{\omega}$	2.266 (0.621)	2.406	2.669	2.811	2.891	(3.9)
$f\bar{\lambda}(h) = \langle f\bar{\lambda}_T \rangle_{\omega}$	1.410	2.054	2.457	2.712	2.801	
$f\bar{\alpha}(h)$	—	184.2	147.8	105.6	29.5	

定によく用いられる値^{[3.11],[3.27]} $\bar{\lambda}(\infty) = 3.0$ を採用する。このようにして決められた ${}_f\bar{\lambda}(h)$ を (3.108) 式に用いて得た ${}_f\bar{\alpha}(h)$ を Table 3.6 に併記してある。(3.107) 式を異なった h_l, h_m, h_n に対して連立に解き

$$\frac{\alpha(h_l) - \alpha(h_n)}{\alpha(h_l) - \alpha(h_m)} = \frac{1 - \exp[-\beta(h_n - h_l)]}{1 - \exp[-\beta(h_m - h_l)]} \quad (3.128)$$

を得るが, $\{h_l, h_m, h_n\}$ の組み合わせを考えて平均値として β を評価する。この結果をさらに (3.107) 式に代入して異なる $\{h_l, h_m\}$ の組み合わせで連立に解いて, 平均操作から ${}_f\alpha(h)$ を得てさらに (3.105) を異なる $\{h_l, h_m\}$ の組み合わせで連立に解いて平均操作を行なうと ${}_f\lambda(0), {}_f\lambda(\infty)$ を求めることができ, (3.105) 式から, ${}_f\lambda(h)$, ついで, (3.103) 式から ${}_fq(h)$ が次式のように決まる。

$${}_f\lambda(h) = 2.998 - 2.395 \exp[-{}_f\alpha(h)h] \quad (3.129)$$

$${}_fq(h) = 2.983 - 1.983 \exp[-{}_f\alpha(h)h] \quad (3.130)$$

$${}_f\alpha(h) = 33.31 + 191.73 \exp(-49.2h) \quad (3.131)$$

(3.129) 式 ~ (3.131) 式の値は Table 3.7 に示される。

Table 3.7 Numerical values of ${}_f\alpha(h), {}_f\lambda(h)$ and ${}_fq(h)$.

h	0	0.005	0.01	0.02	0.05	∞
${}_f\alpha(h)$	225.0	183.2	150.5	105.0	49.6	33.3
${}_f\lambda(h)$	0.603	2.040	2.466	2.706	2.878	2.998
${}_fq(h)$	1.0	2.190	2.543	2.741	2.884	2.983

さて, 速度応答スペクトラの ensemble 平均を推定するにはこのようにして求められた ${}_f\lambda(h)$ あるいは Table 3.6 の ${}_f\lambda(h)$ を (3.98) 式に用い, $S_{E\xi}(\tau_d; \omega, h, \tau_d)$ の表現として (3.96) 式より

$$\left. \begin{aligned} S_{E\xi}(\tau_d; \omega, h, \tau_d) &= \frac{1 - \exp(-2h\omega\tau_d)}{2h\omega} S_{\psi}(\omega) \\ S_{E\xi}(\tau_d; \omega, 0, \tau_d) &= \tau_d S_{\psi}(\omega) \end{aligned} \right\} \quad (3.132)$$

を用いると、

$$\begin{aligned} ES_V(\omega, h, \tau_d) &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + f \lambda(h) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{\frac{1 - \exp(-2h\omega\tau_d)}{2h\omega}} S_\psi(\omega) \\ ES_V(\omega, 0, \tau_d) &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + f \lambda(0) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{\tau_d S_\psi(\omega)} \end{aligned} \quad (3.133)$$

あるいは

$$\begin{aligned} ES_V(\omega, h, \tau_d) &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + f \bar{\lambda}(h) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{\frac{1 - \exp(-2h\omega\tau_d)}{2h\omega}} S_\psi(\omega) \\ ES_V(\omega, 0, \tau_d) &= \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + f \bar{\lambda}(0) \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}} \right) \sqrt{\tau_d S_\psi(\omega)} \end{aligned} \quad (3.134)$$

が得られる。ここでは解析的表現として得られている模擬地震波入力のスpekトルの特性を $S_\psi(\omega)$ として用いる。すなわち (3.9) 式における $|\phi(j\omega)|^2$ より

$$S_\psi(\omega) = \omega^2 |\phi(j\omega)|^2 \quad (3.135)$$

として与える。(3.134)式、(3.135)式を用いて

$$\int_{0.1125 \times 2\pi}^{14 \times 2\pi} S_\psi(\omega) d\omega = 24^2 (\text{gal})^2 \quad (3.136)$$

として推定した $ES_V(\omega, h, 30)$ が Fig. 3.23 に点線で示してある。 $f \bar{\lambda}(0)$ は仮定値 0.621 を用いてある。図中の応答解析の結果については、3.4 に求められている ES_V をそのまま比較の対象にすることは、地震波入力の最大加速度振巾を同一にするという規範で求められた ensemble 平均に対応づけようとするもので不明確な要素を含めることになるので、ここでは、case 5 の場合について継続時間 30 秒の中から約 24 秒間を取り出して、その部分の自乗平均値が一定となるような規範のもとに ensemble 平均を求めなおしている。この操作は十分に長い評価時間のもとでは、各 sample の確率統計的性質が同一になることに基づいている。また、case 5 の模擬地震波の速度波形に対する設定された周波数 band 巾は (3.136) 式において積分を評価した領域であるが、filter の特性により Fig. 3.8 に示されたように、特に上限においては完全な遮断は行ない得ていない。したがって Table 3.2 からもうかがえる如く、比較の対象とする部分における power をほぼ等しくすることが必要で、Fig. 3.23 の実線はこの考慮を行って縦軸を修正して描いたものである。5 ~ 8 cps の部分で推定値が一様にやや大きくなっていることを除けば、両者の一致は可

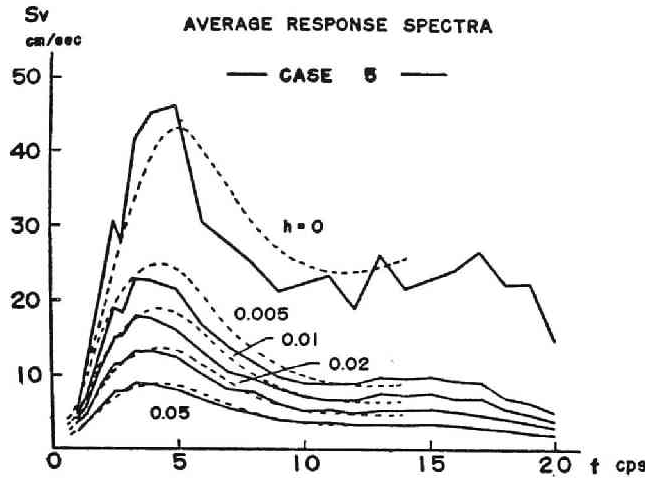


Fig.3.23 Comparison of average response spectra between result to theoretical estimation and that to response analysis.

成りの精度で示されていることが判る。本解析では、 $\omega = 2.86 \times 2\pi, 5 \times 2\pi$ の2点のみでの評価を $0.45 - 14$ cps に適用した訳であるが、今後さらに推定しようとする周波数全領域における $f \bar{\lambda}_T$ を評価して、その値が ω に関して如何に変化するかを確かめる必要がある。

また、別の数値例として case 5 に関する応答解析結果を用いて、その定性的な傾向を考慮しながら (3.105) 式及び (3.107) 式を次式の形に仮定する。

$$f \lambda(\omega, h, \tau_d) = 3.0 - 2.38 \exp(-f \alpha(\omega, h, \tau_d) h)$$

$$f \alpha(\omega, h, \tau_d) = \{1 - \exp(-0.005 \omega \tau_d)\} \{15 + 60 \exp(-30h)\}$$

この実験式を (3.133) 式あるいは (3.134) 式に用いて次式を得る。

$$ES_V(\omega, h, \tau_d) = \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + f \lambda \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}}\right) \sqrt{\frac{1 - \exp(-2h\omega\tau_d)}{2h\omega}} S_{\psi}(\omega) \quad 0 < h \ll 1 \quad (3.138)$$

$$ES_V(\omega, h, \tau_d) = \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} + f \lambda \sqrt{1 - \frac{\pi}{4}}\right) \sqrt{\tau_d S_{\psi}(\omega)}, \quad h = 0$$

(3.138) 式の $S_{\psi}(\omega)$ には理論式 (3.9) 式の $\phi(j\omega)$ を用いて

$$S_{\psi}(\omega) = |\omega \phi(j\omega)|^2 \quad (3.139)$$

として与えて、平均速度応答スペクトラを推定した結果を Fig. 3.24 の実線で示している。

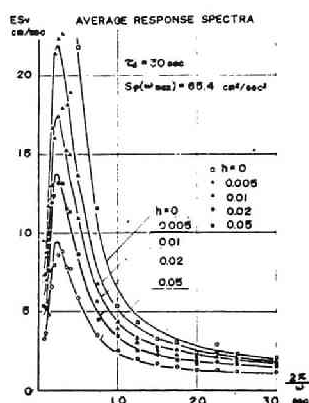


Fig.3.24 Comparison of average response spectra to theoretical estimation.

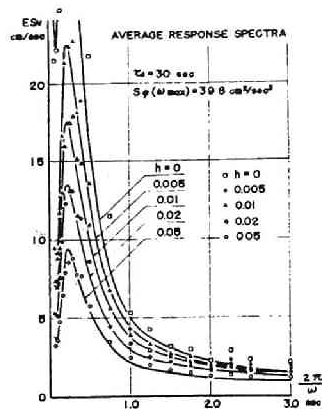


Fig.3.25 Comparison of average response spectra to theoretical estimation.

応答解析の結果から得られた数値解が図中の各点である。数値解として示された応答値は地震外乱の入力振巾の自乗平均値の平方根を 30 gal とした場合であり、一方、推定値は臨界減衰比 $h = 0$ の場合以外を対象として、周波数範囲 0.1125~14.0 cps で最も良く一致するように合わせた結果であり、入力振巾の自乗平均値の平方根は 29 gal に相当している。また、Fig. 3.25 は Rosenblueth らが入力を white noise として理論的に応答値を求めた^[3.15]式に、(3.139)式で示されるスペクトル密度を有する入力を用いて推定した平均速度応答スペクトラを実線で示したものである。この場合、推定値に対する入力振巾の自乗平均値の平方根は 22.6 gal に相当している。なお、Fig. 3.8 にそのスペクトル密度が示されている。case 5 として用いられた実際の模擬地震波に対して、周波数領域 0.1145~14.0 gal となる。このように、推定値と応答値との良い一致を得るためには、基準として採るべき入力強度の値が種々異なって来るが、図中の曲線と応答値の plot との対応は何成り良好であり、定性的にはここで用いられた推定式の有効性を示しているものと考えられる。

つぎに、速度応答スペクトラの上下限について、応答解析の結果から (3.50) 式及び、(3.52) 式を求めると、次式の表現を得る。

$$C(h) = 0.148 + 0.211 \exp \{-\tilde{C}(h)h\} \quad (3.140)$$

$$\tilde{C}(h) = 121.5 + 283 \exp(-192h)$$

Figs. 3.26, 27 は、 $h = 0$ および 0.01 について (3.134) 式の ES_V を用いて ensemble

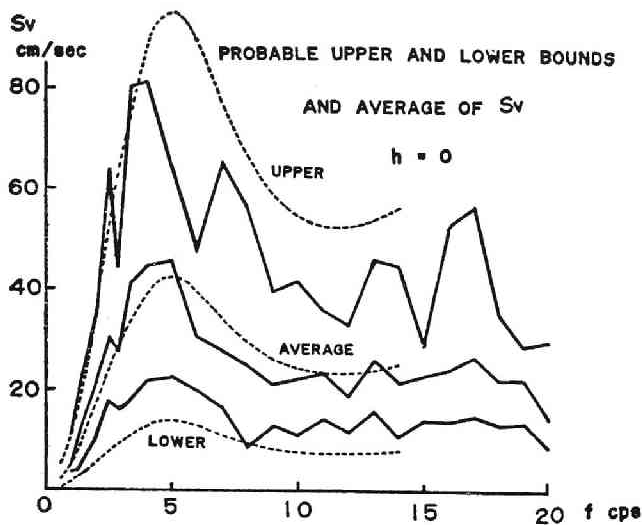


Fig.3.26 Comparison of the upper and the lower bounds and average of response spectra between result to theoretical estimation and that to response analysis for $h=0$.

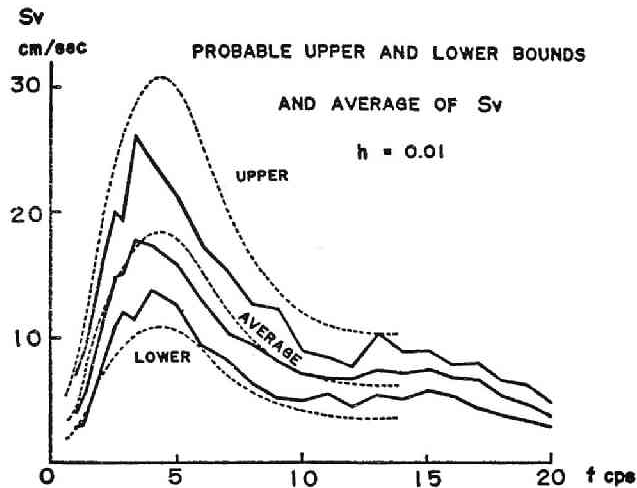


Fig.3.27 Comparison of the upper and the lower bounds and average of response spectra between result to theoretical estimation and that to response analysis for $h=0.01$

における S_V の上下界の推定を (3.55) 式に Table 3.4 の値及び (3.140) 式を用いて、case 5 に関して行なったものである。Table 3.4 における $\sqrt{V(S_V/ES_V)}$, a および b の評価には ES_V の求め方が Fig. 3.23 の場合と異なった規範によっているが、Fig. 3.12 (f) と Fig. 3.23 の実線で区別される両者が殆んど傾向的に一致していることから、ここでは実用上差支えのないものとしてある。図から明らかなようにこの方法による ensemble における S_V の上下界の推定は妥当であるといえる。

このようにして、与えられた入力のスpekトル密度から、envelope が step function で規定される擬定常入力の平均応答スペkトルおよび応答スペkトルの上下界を半実験的

に推定し、応答解析の結果との比較から両者は満足すべき精度で一致することを示した。さらに精度の高い推定を行なうためには、ensemble における sample 数を増してここで用いた ergodic 性や Rayleigh 分布等の仮定、あるいは $f\lambda, \sqrt{V(S_V/ES_V)}, a, b$ 等の ω に関する変動を厳密に検討する必要がある。

3.6 結 び

構造物に真の耐震性を確保させるためには、合理的な動的耐震設計法^[3.28]に基づいて、設計時における構造物の弾塑性動力学特性の詳細な検討が前提となることは既に述べて来たところである。この動的耐震設計の過程においては、構造物の適切な耐震設計基礎資料をもとにして予め設計された構造物に対して、具体的な動力学モデルを設定するとともに、入力となる地震外乱を定めて地震応答解析を実施し、その結果を設計値に反映させる閉ループを通して設計の適正化を行ない、また妥当性が検討される^[3.29]。したがって、構造物の耐震設計において、応答解析のための地震外乱の想定は極めて重要な条件であり、明確な指針が期待されているところである。

設計構造物に対する具体的な地震応答解析^[3.30, 31]において、地震外乱の想定に建設予定地における seismicity や地盤の震動特性を考慮に加えれば、より適切な地震応答特性を把握することが出来る。この目的のために、建設予定地の地盤に地震計を設置して自然地震を継続して観測^[3.32]し、また、地盤の振動試験^[3.33]を実施してその動力学特性を検出する研究が行なわれて来た。その結果の解析から、構造物の耐震設計のための地震外乱の特性をある程度明らかにすることが可能である。例えば、ある特定の地盤の seismicity や振動特性を考慮して、地震応答解析を行なう際に予想すべき地震外乱をスペクトル特性として規定することが出来る。このようにして定められた地震外乱のスペクトル特性に基づいて、地震動の本来的な不確定性及び不規則性を前提とした応答解析のための地震外乱^[3.34]を確定的な波形として得るには、確率統計的には同一の集団に属する一群の確定波形を定める必要がある。

このような目的から本章においては、まず、規定されたスペクトル特性を有する応答解析のための地震外乱群を、確率統計的に等価な模擬地震波として得る方法を示した。すなわち、noise generator の出力波形から band pass filter を用いて周波数 band を与えられた band limited white noise を得、これを地震外乱のスペクトル特性を与える有理関数形の近似伝達関数を有する線形系の入力とし、得られた出力波形を適当な時間領域で切り出して模擬地震波の集団を作り得ることを示した。そして、この手法の検討として、模擬地震波

のスペクトル特性を、パワースペクトル密度及び応答スペクトラの観点から考察した。これらの検討は、幾つかの case として与えられる異なった地盤条件に対して行なわれており、各 case における模擬地震波群の特性は満足出来る結果を与えた。

ここに用いられた応答スペクトラは、入力となる地震外乱群のスペクトル特性の評価に利用されるのみならず、一般には、構造物系の弾性域を対象とし modal analysis によって最大地震応答量を推定する際に用いられるものであり、逆に、弾性域における設計条件として設計応答スペクトラを規定する場合もある。このような意味から、応答スペクトラについて幾分詳細な検討を行なった。入力として与えた地震外乱のスペクトル特性に対応する平均応答スペクトラの考察とともに、このような模擬地震波群に対する応答の ensemble における分布性状をも対象として考察した。この分布性状は正規化最大応答値の確率密度関数、標準偏差及び ensemble における最大値・最小値等で表わし、系の固有周波数、減衰比、地震外乱の継続時間等のパラメータの影響について論じた。

一方、ここで模擬地震波に用いたような step function を envelope とする擬定常外乱に対して、平均応答スペクトラおよび応答スペクトラの上下限を解析的に表現出来ることを示した。すなわち、擬定常過程に属する入力が比較的平坦で広帯域に亘るスペクトル特性を有することを仮定し、これに対する線形 1 自由度系の応答のエネルギー・スペクトル密度の表現を、周波数のみの関数と時間等その他の変数を含む関数に分離し、後者を用いて非定常応答過程の等価的な定常化を行なった。この定常化応答の ergode 性から空間領域と時間領域の最大応答を等置し、また、定常過程の envelope の振巾確率密度が Rayleigh 分布で表わされることを用いて平均応答スペクトラの表現を導いた。さらに、応答スペクトラの標準偏差の表現を同様な手法を用いて求め、応答スペクトラの分布が有界なものと仮定してその上下限の表現を示した。

これらの解析的表現に含まれる未定定数を数値実験的に求めて、入力とする地震外乱のスペクトル特性と最大応答の空間平均である空間応答スペクトラ及びその上下限の表現を具体的に定めた。そして、既に求めた平均応答スペクトラ及びその上下限に対して、これらの諸表現を適用し、この推定式の精度を検討した。その結果、ここで半解析的に求めた平均応答スペクトラ及びその上下限の推定式は、定性的に良好な一致を示し、定量的には若干の差異は認められるが通常の応答に関する限り満足出来ることが確められた。さらに精度の向上をはかるためには、ここで採った ergode 性や Rayleigh 分布、あるいは諸定数のパラメータ依存度等の仮定について詳細な検討が必要であろう。

第3章 参考文献

- [3.1] 小堀鐸二, 南井良一郎: 多層弾塑性構造物の地震レスポンス, 京大防災研究所年報, 第7号, 昭39.3, pp. 141-163.
- [3.2] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 弾塑性多層構造物の地震応答解析と耐震設計資料の誘導, 京大防災研究所年報, 第9号, 昭41.3, pp. 137-164.
- [3.3] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 高層建築構造物の動力学特性の適正化について, 第4回災害科学シンポジウム論文集, 昭42.10, pp. 170-173.
- [3.4] 吉川宗治, 島 通保, 入倉孝次郎: 松代周辺地域における地震の震動特性について, 第4回災害科学シンポジウム論文集, 昭42.10, pp. 150-153.
- [3.5] 吉川宗治, 島 通保, 入倉孝次郎: 自然地震と人為加振による地盤の振動特性について, 京大防災研究所年報, 第9号, 昭41.3, pp. 119-136.
- [3.6] Yoshikawa, S., Shima, M., and Irikura, K., "Vibrational Characteristics of the Ground Investigated by Several Methods", Bull. Disas. Prev. Res. Inst. Kyoto Univ., Vol. 16, Part 2, Jan., 1967, pp. 1-16.
- [3.7] Housner, G.W., Martel, R.R. and Alford, J.L., "Spectrum Analysis of Strong-Motion Earthquakes", Bull. of Seismological Soc. of America, Vol. 43, No. 2, Apr., 1953, pp. 97-119.
- [3.8] Housner, G.W., "Vibration of Structures Induced by Seismic Waves, Part I: Earthquakes", Shock and Vibration Handbook (ed. by Harris, C. M. and Crede, C.E.), Vol. 3, McGraw-Hill, pp. 50 1-32.
- [3.9] Goodman, L.E., Rosenblueth, E. and Newmark, N.M., "Aseismic Desig of Elastic Structures Founded on Firm Ground", Proc. of American Soc. Civil Engrs., Jour. of Eng. Mech. Vol. 79, No. , Nov. 1953. Sep-No. 349, pp. 1-27.
- [3.10] Kanai, K., "Semi-Emperical Formula for the Seismic Characteristic of the Ground", Bull. of the Earthq. Research Inst. Vol. 35, pt. 2, Jun. 1957, pp. 309-325.
- [3.11] 田治見 宏: 耐震理論に関する基礎的研究, 東大生産技術研究所報告, 第8巻, 第4号, 昭34.3, pp. 170-215.
- [3.12] Bycroft, G.N., "White Noise Representation of Earthquake", Proc. of

- American Soc. Civil Engrs., Jour. of Eng. Mech. Div., Vol. 86, No. EM2, Apr. 1960, pp. 1-16.
- [3.13] Bolotin, V.V., "Statistical Theory of the Aseismic Design of Structures", Proc. of 2nd World Conf. Earthq. Engrg., Vol. II, 1960, pp. 1365-1374.
- [3.14] Goldberg, J.E., Bogdanoff, J.L. and Sharpe, D.R., "The Response of Simple Nonlinear Systems to a Random Disturbance of the Earthquake Type", Bull. of Seismological Soc. of America, Vol. 54, No. 1, Feb., 1964, pp. 263-276.
- [3.15] Resenblueth, E. and Bustamante, J.I., "Distribution of Structural Response to Earthquakes", Proc. of ASCE, Vol. 88, No. EM3, June, 1962, pp. 75-106.
- [3.16] Housner, G.W. and Jennings, P.C., "Generation of Artificial Earthquakes", Proc. of ASCE, Vol. 90, No. EM1, Feb., 1964, pp. 113-150.
- [3.17] Shinozuka, M. and Sato, Y., "Simulation of Nonstationary Random Process", Proc. of American Soc. Civil Engrs., Jour. of Engrg. Mech. Div., Vol. 93, No. EM1, Feb., 1967, pp. 11-40.
- [3.18] Amin, M. and Ang, A.H. -S., "Nonstationary Stochastic Model of Earthquake Motions", Proc. of American Soc. Civil Engrs., Jour. of Engrg. Mech. Div., Vol. 94, No. EM2, Apr., 1968, pp. 559-583.
- [3.19] Iyengar, R.N. and Iyengar, K.T.S.R., "A Nonstationary Random Process Model for Earthquake Accelerograms", Bull. of Seismological Soc. of America, Vol. 59, No. 3, Jun., 1969, pp. 1163-1188.
- [3.20] Levy, R., Kozin, F. and Moorman, R.B.B., "Random Processes for Earthquake Simulation", Pros. of American Soc. Civil Engrs. Jour. of Engrg. Mech. Div. Vol. 97, No. EM2, Apr., 1971. pp. 495-517.
- [3.21] Solodovnikov, V.V., "Introduction to the Statistical Dynamics of Automatic Control Systems", translation edited by Thomas, J.B. and Zadeh, L.A., Dover.
- [3.22] Tanabashi, R., Kabori, T., Kaneta, K. and Minai, R., "Statistical Properties of Earthquake Accelerograms and Equivalent Earthquake Excitation Pattern", Bull. Disas. Prev. Res. Inst. Kyoto Univ., Vol. 14, Part 2, Feb., 1965, pp. 49-68.
- [3.23] Housner, G.W., "Characteristics of Strong-Motion Earthquakes", Bull. of SSA,

Vol. 37, No. 1, Jan., 1947, pp. 19-31.

- [3.24] Hudson, D.E., "Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology", Proc. of 1st WCEE, June, 1956, pp. 4-1-12.
- [3.25] Kobori, T. and Minai, R., "Non-stationary Response of the Linear System to Random Excitation", Bull. Disas. Prev. Res. Inst. Kyoto Univ., Vol. 16, Part 2, Jan., 1967, pp. 37-80.
- [3.26] 小堀鐸二, 南井良一郎: 非定常ランダム応答の等価線形化解法, 京大防災研究所年報, 第 10 号 A, 昭 42. 3, pp. 235-260.
- [3.27] Tajimi, H., "A Statistical Method of Determining the Maximum Response of Building Structure During an Earthquake", Proc. of 2nd WCEE, Vol. II, July., 1960, pp. 781-797.
- [3.28] 棚橋 諒, 小堀鐸二, 南井良一郎: 構造物の動的耐震設計法と地震レスポンス, 京大防災研究所年報, 第 5 号 B, 昭 37. 3, pp. 1-32.
- [3.29] 小堀鐸二: 動的耐震設計の現段階, 地震工学国内シンポジウム(1962)講演集, 昭 37. 11, pp. 305-310.
- [3.30] 小堀鐸二, 南井良一郎, 久徳敏治, 井上 豊: ある種の弾塑性構造物の地震応答, 京大防災研究所年報, 第 8 号, 昭 40. 3, pp. 219-233.
- [3.31] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳隆大, 藤原悌三: 地震応答解析の一例, 日本建築学会近畿支部講演論文集, 昭 40. 5, pp. 129-132.
- [3.32] 後藤尚男, 土岐憲三, 横山康夫, 亀田弘行, 秋吉 卓: 強震観測装置による松代群発地震記録の解析, 京大防災研究所年報, 第 11 号 A, 昭 43. 3, pp. 275-290.
- [3.33] 吉川宗治, 島 通保, 後藤典俊, 入倉孝次郎, 赤松純平: 人為加振による地盤の震動特性について, 京大防災研究所年報, 第 11 号 A, 昭 43. 3, pp. 165-177.
- [3.34] 後藤尚男, 土岐憲三, 秋吉 卓: 電子計算機による耐震設計用の人工地震波に関する研究, 日本地震工学シンポジウム(1966)講演集, 昭 41. 10, pp. 25-30.

第 4 章 Dynamic Ground Compliance を 考慮した構造物の地震応答

4.1 まえがき

宿命的に世界で有数の地震国である我が国においては、極く近年に限ったとしても、貴重な人命を損ない、構造物に多大な被害を生じさせるような地震動災害が数年に一度は生じて来ている。このような災害の軽減・防御のために、地震工学の研究の立場からは、建築構造物の真の耐震安全性を把握し、合理的なその動的耐震設計法^{[4.1]、[4.2]}を確立することが急務とされて来ている。このためには、構造物系に作用する地震外乱の特性、および構造物系の終局状態に至るまでの弾塑性領域における動力学特性をそれぞれ独自に明らかにして行くとともに、両者の関連において示される地震時の構造物系の挙動を詳細に検討して、構造物系の終局耐震安全性に係わる重要な要素を抽出して行くことが必要である^[4.2]。したがって、第 2 章に述べられた如く、地震時における構造物系の動的挙動を観測して、その地震応答特性を実験・計測的な手法によって解明する approach が重要であるとともに、第 3 章にその一部が示されたような、地震外乱特性および構造物系の弾塑性動力学特性を模擬して、実験計測的には得る機会の少ないか、あるいは得ることの出来ないであろうと考えられる構造物系の終局状態に至るまでの挙動を、計算機上で解明する、いわゆる地震応答解析に基づいた approach も重要となって来る。

このような観点から、強震時における構造物系の応答計測に基づいた研究、あるいは、地震外乱特性と構造物系の動力学特性の設定による地震応答解析に基づいた研究が多数行なわれて来ているが、地震による構造物系の挙動は、地震外乱の特性および構造物系の弾塑性動力学特性とともに、基礎地盤の動力学特性の影響^[4.3]をも大きく受けることが明らかに示されている。すなわち、地震外乱の特性は、地震の発震機構、震源位置、地震規模等の震源における条件、震源からの伝播距離やその経路の媒質の力学的性質、さらに、構造物の基礎地盤の動力学特性、特に、地表面下十数米から数十米程度の表層地盤の地下構造の構成や形態および媒質の特性等、非常に多種多様な要素が複雑に絡み合った結果として、極めて不規則、非定常な性質を示すと同時に、個々の地震によるその特性は大きな差異を生じている^[4.4]。また、構造物系の動力学特性は、その構造材料、構造形式あるいは建物規模によって多様性を有するが、地震時におけるその動的挙動として卓越する基本固有振動特性に注目すると、

一般に、その周期は建物が高い程長くなる傾向にあり、したがって、動力学的な観点からは、高層建築物の場合は長周期を有し、かつ、建物規模に応じた良好な支持条件を得るべく堅固な地盤に建設されるために、このような構造物系の振動特性は、基礎固定と仮定した場合の動的挙動に類似しており、基礎地盤の影響は少ないが、一方、比較的低層の建築物の場合は、種々の地盤条件を有するとともに、構造物系としては剛に近づくために、地盤の動力学的な性質に応じて連成動的挙動が現われ、地盤特性が構造物と地盤との連成系の復元力特性ならびに減衰特性に及ぼす影響が大きくなる。特に軟弱な地盤やロッキング振動を生じやすい基礎地盤をもつ構造物系では、この連成効果が顕著であり連成系の基本固有周期が基礎を固定とした構造物系の基本固有周期の数倍も長くなり得る^[4,5]。このように、一般に基礎地盤と構造物系の動力学特性に応じて、地盤 — 構造物連成系として設定した上で、想定される地震外乱特性に対する構造物系の地震応答を評価する必要がある。

以上述べて来たような観点に立って、本章においては、理論的に評価された構造物周辺の基礎地盤の動力学特性を用いて、上部構造と接続して連成振動系を設定して、ランダム性地震外乱特性の想定のもとに弾塑性地震応答解析を扱っている。すなわち、Dynamic Ground Compliance の形で求められた半無限弾性地盤上の長方形基礎の、harmonic な加振による基礎下の地盤の変位に関して、基礎周辺地盤の sway に関する力 — 変位伝達特性を、非定常地震応答解析が可能のように有理関数形の伝達関数として simulate する。このように抽象化された弾性基礎地盤を質点系で表わした弾性ないし弾塑性上部構造と接続して、地盤 — 構造物の連成系動力学モデルとして設定する。この時、激震時に当然予想される弾性基礎地盤と構造物基礎の接触面における地盤の強い非線形性を表わすために、弾塑性復元力特性を有する境界層地盤を想定して、弾性基礎地盤の境界条件として構造物系との接続を行なっている。一方、地震外乱群には、主として band limited white noise から作製した 12 個の波形関数を用い、弾性地盤 — 境界層地盤 — 質点系上部構造からなる連成動力学系の弾塑性地震応答解析を行ない、その応答性状について、弾性地盤 — 境界層地盤 — 構造物基礎からなる下部構造系と上部構造系とが、それぞれ独立に存在する場合の基本固有周期比で定義される連成度パラメータを中心に考察を行なっている。連成系各部の応答特性は、確率統計的に規定された地震外乱の member function からなる ensemble における平均応答の変動とともに、ensemble における応答の分布性状に関する考察も行ない、応答の収束性による平均応答の信頼度を考慮している。さらに、弾塑性応答の一般的解法として、非線形特性の等価線形化法と数値例も示している。得られた連成系の弾塑性地震応答特性は、建築構造物の動的耐震設計における基礎地盤の影響として要約している。

4.2 既往の研究の概要

構造物系の振動特性あるいは地震による応答特性が、基礎地盤の動力学特性の影響を受け、両者の動的な相互作用の究明が構造物系の耐震性を把握する上で重要であることは、古くから多くの研究者の指摘して来たところであり、また、現在も地震工学の分野において世界的に関心の高まっている研究テーマである。したがって、多くの研究成果が国内外で報告されて来ているが、その中から直接本章の内容に関連を有する主要な研究に限定してその概要を述べる。

構造物の振動に及ぼす地盤の振動の連成効果について、1949年に小堀は弾性支持論に基づいた解析を示し、この効果が構造物系の耐震安全性に重要な関連を有することを指摘している^[4.6]。その後、この連成作用を動力学モデルに置換して応答解析を行なった研究が発表されているが、まず、54年に Merritt と Housner は地盤の yielding に伴う rocking 振動に着目し、基礎に回転バネを有する線形多質点系の地震応答解析を行なっている^[4.7]。棚橋、小堀、南井らは58年に線形連続体で表わした上部構造と非線形特性を有する下部構造からなる系の非定常振動解を解析的に表現し、数値解析結果を示して下部構造の降伏を伴う連成効果を論じている^[4.8]。Lycan と Newmark は61年に構造物基礎部質量に周辺地盤を含めた線形の free base model を用いて連成効果を解析し^[4.9]、また、下部構造を1質点系とし、質点系上部構造との連成系の弾塑性解析を62年に筆者らは発表した^[4.3]。

Penzien らは64年に弾塑性復元力を有する多質点系で表わした表層地盤の非連成時変位を、杭—構造物系に連成バネを介して作用させる応答解析法を示し^[4.10]、Scavuzzo は67年に質点系上部構造と水平弾性棒で表わした地盤からなる系を用いて、地盤を伝播する波によって生じる構造物応答を Volterra 型積分方程式の解として導いた^[4.11]。

以上の研究では、地盤—構造物連成系を動力学モデルとして具体的に表現し、応答解析の手法とその結果を扱っているが、特に、連成作用として構造物の振動エネルギーが地盤に伝達されることによって表わされる減衰効果については、1935年に妹沢と金井は波動による地下逸散減衰として理論的に示し^[4.12]、Jacobsen は地盤および構造物内におけるせん断 pulse の伝播を用いて、地盤への波動伝達による振巾の attenuation について定量的に評価した^[4.13]。

これらの研究はさらに発展され、地盤—構造物連成系を表わす動力学特性を定義して、その地震応答解析を扱う研究がその後多く発表されて来ている。ここで、構造物周辺の動力学特性を、本章において用いているように、半無限弾性地盤上の剛基礎の動的応答を3次元弾性波動論によって求めて得られる伝達特性、Dynamic Ground Compliance によって

表現し、地盤 — 構造物連成系の非定常地震応答解析を扱った研究に限定する。1964年における本章の一部の発表後、67年に Parmelee は上部構造を1質点系とし、並進と回転の compliance を考慮して弾性連成系の周波数応答を求め、Perelman らとともに周波数に関して合成された地震外乱に対する線形非定常応答から連成効果を表わし^[4.14]、また、周波数に依存する compliance を近似的に定数化して用いて多質点系上部構造の応答などを求めた。Sarrazin らは同様なモデルに対して定数とした compliance を用いて基礎質量に作用する地盤反力の偏心の効果を評価した^[4.15]。Jennings と Bielak も連成系の固有振動数に対応する定数の compliance を用いて、多質点系上部構造の場合の略算法などを示した^[4.16]。

一方、Castellani は地震外乱を Fourier 級数に展開して、各周波数に対する応答の合成から非定常応答を求め^[4.17]、Liu と Fagel も同様に Fast Fourier Transform を用い、1質点^[4.18]および多質点の上部構造に対する地震応答を求めている。さらに Whitman は地盤の動力学特性を表層地盤の層厚と基礎巾に関連づけ、ground compliance あるいは質量とバネに置換する近似解法を示し^[4.19]、Rainer は連成効果による基本固有周期、減衰比の変化を考慮した等価系を定めて地震応答を求めている^[4.20]。

以上述べて来たように、地盤 — 構造物系の地震応答解析を扱った研究の歴史は古く、大別すると、まず、構造物周辺地盤を lumped system として抽象化し、質量、バネ定数をパラメータとして連成効果に着目した研究、連成作用を伴う地盤の質量を仮性質質量として扱った研究、あるいは、動的な地盤係数をバネ定数とする研究などが行なわれて来た。また、最近では、finite element method を用いて連続した地盤の特性を集中質量 — バネ系に置換した研究も行なわれている。これらの扱いでは、地盤の非線形性を考慮することが容易に行ない得る利点があるが、連成効果に伴う動力学特性の振動数依存性や、逸散減衰効果などを適確に表現することが出来ない欠点がある。

一方、近年、多くの成果が発表されている ground compliance を用いた場合には、地盤のバネ的な性質と波動逸散による減衰作用とが、振動数の関数として示され、これを用いた非定常地震応答解析は、一般に地震外乱を Fourier 級数等に展開する方法を必要とするが、近似的に、振動数の関数である compliance を、ある特定の振動数の値を用いて定数化して扱うか、あるいは compliance を用いた連成系の固有振動特性を lumped parameter system に賦与して非定常地震応答解析を行なっている。また、これまでの研究においては、compliance による振動連成作用とともに、当然予想される地盤の非線形性を考慮して地震応答を評価した研究は見当らない。

4.3 Dynamic Ground Compliance とその Simulation

4.3.1 序

地震による構造物の応答特性は、その基礎地盤の動的特性によって大きい影響を受けることは既に述べて来たところである。したがって、構造物の合理的な耐震設計のためには、構造物周辺の基礎地盤の動的特性を含めた地震応答解析を実施して、基礎地盤と構造物の動的連成効果を妥当に評価する必要がある。このような地盤と構造物の相互作用を定性的・定量的に明確にするには実験的研究による approach と同時に、理論的に誘導される基礎 — 地盤系の伝達特性を考慮して、構造物系の地震応答特性を解析することが重要となって来る。

基礎 — 地盤系の応答特性を求める理論的研究では、地盤を弾性連続体と見なして、その自由表面の有限領域を占める剛基礎が加振された時の基礎下の変位を求めて、いわゆる Dynamic Ground Compliance の形で表現される基礎 — 地盤系の力 — 変位伝達特性を弾性波動論に基づいて解析するという方法が扱われて来た。^{[4.21]~[4.28]}

これらの研究においては、基礎下の変位を示す解析的表現の中に含まれる improper な無限積分を評価するために、数値的には周波数に関する discrete な解しか得ることが出来ない。したがって、Dynamic Ground Compliance を直接用いて構造物系の非定常・非線形地震応答解析を実施することは極めて困難である。そこで、この様にして求められた Dynamic Ground Compliance として与えられる基礎 — 地盤系の伝達特性を、物理的実現可能な条件下に近似伝達関数として表現することによって、構造物系と接続された連成動力学系の非定常・非線形地震応答解析が可能となる。

本節では、Dynamic Ground Compliance についてその概略を述べ、つぎに次節以降の非定常・非線形応答解析を実施するための基礎 — 地盤系の具体的な近似伝達関数表示の誘導を示す。

4.3.2 Dynamic Ground Compliance について

半無限弾性体上の剛体を加振した時の動的応答を三次元弾性波動論に基づいて求める問題は、主として円形の剛体を対象として研究が行なわれて来た。すなわち、Reissner^[4.21] は等質等方な半無限弾性体上に載っている円形剛体が、harmonic な垂直加振を受ける時、剛体下面における垂直応力の分布を全面に亘って一様なものとして変位応答の解を求めた。Sung^[4.22] は、さらに、この応力分布を Boussinesq 分布など他の分布形を仮定してその影響を考察した。また、Bycroft ら^{[4.23],[4.24]} は応力分布を Boussinesq 分布とした上

で、垂直加振の他に、水平加振、回転加振、振れ加振の場合について扱った。一方、鳥海^[4.25]はこれとは独立に、ほぼ同時に垂直加振の場合に加えて、水平加振及び回転加振の場合について応力分布一様と仮定して解を示した。これらの研究はいずれも円形剛体を対象としたものであり、専ら弾性地盤上の機械基礎系の動的応答へ関心がむけられていた。他方、Thomson および Kobori^{[4.26],[4.27]}は、構造物の基礎は一般に長方形をなし、その形状は種々異なることを考慮して、半無限弾性体上の長方形剛体の加振に対する動的応答を応力分布を一様として多重 Fourier 変換の手法を用いて導いた。その結果、円形剛体の場合には考慮することの出来なかった剛体の形状と応答特性の間の関係を明らかにした。

これらの研究における剛体の動的応答は、弾性地盤上の基礎の変位振巾を示すことから、その応答を加振力に対する比で表わして、Dynamic Ground Compliance と呼んでいる。この変位応答の一般解の表現は文献[4.28]に示されるように improper な積分を含んでおり、複素平面上でこれを評価することによって数値的な解が得られる。したがって、Dynamic Ground Compliance は振動数に関する複素関数として示され、数値解は振動数に対して discrete にのみ得ることが出来る。Dynamic Ground Compliance の実数部を $f_1(\omega')$ 、虚数部を $f_2(\omega')$ 、と表わす時、その定義から

$$\frac{u}{P e^{j\Omega T}} = \frac{1}{a_1} \{ f_1(\omega') + j f_2(\omega') \}, \quad \Omega = a_2 \omega', \quad j = \sqrt{-1} \quad (4.1)$$

として示される。ここに、 u は基礎の変位、 P は加振力、 Ω は円振動数、 T は時間、 a_1 、 a_2 は定数である。(4.1)式から振動数に依存する地盤 — 基礎系の等価的なバネ定数 $k_e(\omega')$ と減衰定数 $d_e(\omega')$ の表現を求めると次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} k_e(\omega') &= \frac{a_1 f_1(\omega')}{|f_1(\omega') + j f_2(\omega')|^2} \\ d_e(\omega') &= -\frac{1}{\omega'} \frac{a_1 f_2(\omega')}{|f_1(\omega') + j f_2(\omega')|^2} \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

すなわち、Dynamic Ground Compliance の実数部は系のバネ的作用に、虚数部は減衰的作用に寄与が大きいことを示している。この減衰効果は弾性地盤中への波動逸散によるエネルギー消散を示すものとして対応づけられている。

本研究においては、構造物基礎を表わすものとして長方形剛体を想定し、また、弾性地

盤の Poisson 比を $1/4$ 、基礎の辺長比を 2 とした場合の水平動に関する Dynamic Ground Compliance を採用する。すなわち、Fig. 4.1 に示される地盤 — 基礎系において、長方形基礎を水平方向に harmonic な力 $P_H e^{j\Omega T}$ で加振した時、基礎下面の応力分布を一樣として求めた基礎下面中心の変位 u_H は

$$\frac{u_H}{P_H e^{j\Omega T}} = \frac{1}{c\mu} \{ f_{1H}(\omega') + j f_{2H}(\omega') \} \quad (4.3)$$

$$\omega' = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \Omega \quad (4.4)$$

で示される。ここに、 b, c は長方形基礎の加振方向及びその垂直方向の半巾、 ρ, μ は地盤の密度及びせん断弾性係数を示す。(4.3)式に示される Dynamic Ground Compliance の実数部及び虚数部の数値解は Fig. 4.2 の plot で与えられている。

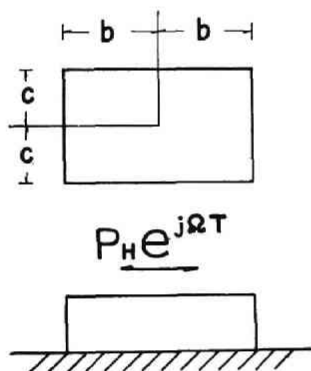


Fig. 4.1 Model of ground-foundation system.

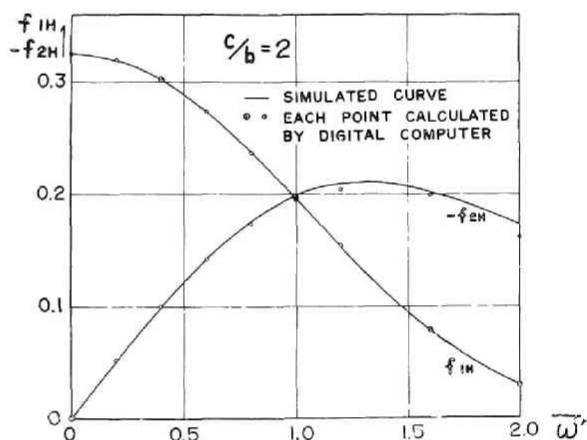


Fig. 4.2 Dynamic Ground Compliance for horizontal translation.

4.3.3 伝達特性の有限関数表示

前節に述べられた様に、弾性地盤上の剛基礎の変位の加振力に対する比として示される Dynamic Ground Compliance は harmonic な外乱に対して数値解を求めることが可能であり、系の伝達特性として、周波数に関して discrete に与えられる。これを lumped parameter system に接続させて、非定常・非線形応答解析を実施するためには discrete に求められた応答値を満足する確定関数で伝達特性を表現する必要がある。この近似伝達関数は安定系の伝達特性の必要条件としての physical realizability を満足しなければな

らない。すなわち，系のインパルス応答 $k(\tau)$ は

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{\infty} |k(\tau)| d\tau < \infty \\ |k(\tau)| < \infty \quad , \quad \tau > 0 \\ k(\tau) = 0 \quad , \quad \tau < 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

で示されるとともに，次式が成立する^[4.29]。

$$\left. \begin{aligned} \lim_{\tau \rightarrow 0} k(\tau) &= \lim_{s \rightarrow \infty} s\phi(s) < \infty \\ \lim_{\tau \rightarrow \infty} k(\tau) &= \lim_{s \rightarrow 0} s\phi(s) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

ここに， $\phi(s)$ は伝達関数を表わし，インパルス応答との間には次の諸式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \phi(s) &= \int_0^{\infty} k(\tau) e^{-s\tau} d\tau, & k(\tau) &= \frac{1}{2\pi j} \int_{-j\infty}^{j\infty} \phi(s) e^{s\tau} ds \\ \phi(j\omega) &= \int_0^{\infty} k(\tau) e^{-j\omega\tau} d\tau, & k(\tau) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \phi(j\omega) e^{j\omega\tau} d\omega \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{また, } \phi(j\omega) &= P(\omega) + jQ(\omega) \\ P(\omega) &= \mathbf{R}\{\phi(j\omega)\}, \quad Q(\omega) = \mathbf{I}\{\phi(j\omega)\} \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

とおくと， $P(\omega)$ と $Q(\omega)$ との間には次式が成立する^[4.29]。

$$\left. \begin{aligned} P(\omega) &= -\frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{Q(u)}{u-\omega} du \\ Q(\omega) &= \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{P(u)}{u-\omega} du \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

ある物理系の伝達特性が理論的あるいは実験的に

$$\phi(j\omega) = P(\omega) + jQ(\omega) \quad (4.10)$$

の形で， ω に関して部分的に，あるいは discrete に得られているものとする。これを取扱いが便利のように有理関数形の伝達関数に近似する際には，近似伝達関数として $\phi_a(s)$ を想定し，

$$\phi_a(s) \equiv \phi_a(s; r_1, r_2, \dots, r_\ell) \quad (4.11)$$

とする。(4.11)式より

$$\begin{aligned} \phi_a(j\omega) &\equiv \phi_a(j\omega; r_1, r_2, \dots, r_\ell) \\ &\equiv p_a(\omega; r_1, r_2, \dots, r_\ell) + jq_a(\omega; r_1, r_2, \dots, r_\ell) \end{aligned} \quad (4.12)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{として, } \phi_a(s) &= \left[\sum_{i=0}^{N-1} d_i s^i \right] / \left[\sum_{i=0}^N c_i s^i \right], \quad c_N = 1 \\ \{r\} &= \{r_1, r_2, \dots, r_{2N}\} = [\{c\}, \{d\}] \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

で表わすとすれば

$$\begin{aligned} \phi_a(j\omega) &= \left[\sum_{i=0}^{N-1} d_i (j\omega)^i \right] \left[\sum_{i=0}^N c_i (-j\omega)^i \right] / \left| \sum_{i=0}^N c_i (j\omega)^i \right|^2 \\ &= p_a(\omega; r_1, r_2, \dots, r_{2N}) + jq_a(\omega; r_1, r_2, \dots, r_{2N}) \\ &= p_a(\omega; p_1, p_2, \dots, p_{2N}) + jq_a(\omega; q_1, q_2, \dots, q_{2N}) \end{aligned} \quad (4.14)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} p_a(\omega) &= \left[\sum_{i=0}^{N-1} b_{2i} \omega^{2i} \right] / \left[\sum_{i=0}^N a_{2i} \omega^{2i} \right] \\ q_a(\omega) &= \left[\sum_{i=0}^{N-1} b'_{2i+1} \omega^{2i+1} \right] / \left[\sum_{i=0}^N a'_{2i} \omega^{2i} \right] \\ \{p_1, p_2, \dots, p_{2N}\} &= [\{a\}, \{b\}] \\ \{q_1, q_2, \dots, q_{2N}\} &= [\{a'\}, \{b'\}] \end{aligned} \right\} \quad (4.15)$$

(4.14)式から,

$$\left. \begin{aligned} \{a\} &= \{a'\} = \{a(r_1, r_2, \dots, r_{2N})\} \\ \{b\} &= \{b(r_1, r_2, \dots, r_{2N})\}, \{b'\} = \{b'(r_1, r_2, \dots, r_{2N})\} \end{aligned} \right\} \quad (4.16)$$

を得るが, $\{r\}$ は $\{p\}$ または $\{q\}$ のみで表わされ

$$\{r\} = \{r(p_1, p_2, \dots, p_{2N})\}, \{q\} = \{q(p_1, p_2, \dots, p_{2N})\} \quad (4.17)$$

あるいは

$$\{r\} = \{r(q_1, q_2, \dots, q_{2N})\}, \{p\} = \{p(q_1, q_2, \dots, q_{2N})\} \quad (4.17')$$

ここで最小自乗法を用いるものとする、

$$\begin{aligned} I(p_1, p_2, \dots, p_{2N}; q_1, q_2, \dots, q_{2N}) \\ = \int_0^\infty \left[\sum_{i=0}^N a_{2i} \omega^{2i} P(\omega) - \sum_{i=0}^{N-1} b_{2i} \omega^{2i} \right]^2 d\omega \\ + \int_0^\infty \left[\sum_{i=0}^N a'_{2i} \omega^{2i} Q(\omega) - \sum_{i=0}^{N-1} b'_{2i+1} \omega^{2i+1} \right]^2 d\omega \end{aligned} \quad (4.18)$$

の形で表わし、(4.17)式、(4.17')式のいずれか一方の第2式を用いると、(4.18)式の I は、 $\{p\}$ または $\{q\}$ のいずれかのみを含むことになる。そこで、 $\{p\}$ あるいは $\{q\}$ は次式で定められる。

$$\frac{\partial I}{\partial p_\mu} = 0, \quad \mu = 1, 2, \dots, 2N \quad (4.19)$$

あるいは

$$\frac{\partial I}{\partial q_\nu} = 0, \quad \nu = 1, 2, \dots, 2N \quad (4.19')$$

したがって、(4.17)式、(4.19)式あるいは(4.17')式、(4.19')式の両式から $\{r\}$, $\{p\}$, $\{q\}$ が定まり、(4.12)式、(4.13)式を用いて、求める $\phi_a(s)$ あるいは $\phi_a(j\omega)$ が確定する。

例えば、(4.13)式に示される有理関数で、 $N = 1, 2$ における $\{r\}$, $\{p\}$, $\{q\}$ の関係は以下のように表わされる。

$N = 1$ の場合

$$\phi_a(s) = \frac{d_0}{s + c_0}$$

$$\phi_a(j\omega) = \frac{d_0}{j\omega + c_0} = \frac{c_0 d_0 - j d_0 \omega}{\omega^2 + c_0^2} = p_a(\omega) + j q_a(\omega)$$

$$p_a(\omega) = \frac{b_0}{\omega^2 + a_0}, \quad q_a(\omega) = \frac{b'_1 \omega}{\omega^2 + a'_0}$$

$$c_0 = \sqrt{a_0}, \quad d_0 = b_0 / \sqrt{a_0}, \quad a'_0 = a_0, \quad b'_1 = -b_0 / \sqrt{a_0}$$

N = 2 の場合

$$\phi_a(s) = \frac{d_1 s + d_0}{s^2 + c_1 s + c_0}$$

$$\phi_a(j\omega) = \frac{(c_1 d_1 - d_0)\omega^2 + c_0 d_0 - j\omega(d_1 \omega^2 + c_1 d_0 - c_0 d_1)}{\omega^4 - (2c_0 - c_1^2)\omega^2 + c_0^2} = p_a(\omega) + j q_a(\omega)$$

$$p_a(\omega) = \frac{b_2 \omega^2 + b_0}{\omega^4 + a_2 \omega^2 + a_0}, \quad q_a(\omega) = \frac{b'_3 \omega^3 + b'_1 \omega}{\omega^4 + a'_2 \omega^2 + a'_0}$$

$$c_0 = \sqrt{a_0}, \quad c_1 = \sqrt{2\sqrt{a_0} + a_2}, \quad d_0 = b_0 / \sqrt{a_0}, \quad d_1 = (b_0 + b_2 \sqrt{a_0}) / c_0 c_1$$

$$a'_0 = a_0, \quad a'_2 = a_2, \quad b'_1 = -[(\sqrt{a_0} + a_2)b_0 - a_0 b_2] / c_0 c_1$$

$$b'_3 = -[b_0 + b_2 \sqrt{a_0}] / c_0 c_1$$

以下同様にして書くことが出来る。与えられた伝達特性に対して近似伝達関数の精度を向上させるためにはNの値を大きく採り高い次数の関数を用いることが要求されるが、ここで扱うように、これを用いた具体的な動力学モデルに対して応答解析を行なうに当って、アナログ計算機あるいはディジタル計算機における応答計算法の点から、非常に高い次数の伝達特性を含む場合は好ましくない問題が生じ易いことは留意する必要がある。

4.3.4 Dynamic Ground Compliance の近似的表現

4.3.2 に示された半無限弾性地盤上の長方形基礎の Dynamic Ground Compliance を有理関数形の伝達特性として近似するに際し、前節における議論を考慮におきながらここでは、実際の数値例に対する適用を次のように行なう。

水平動に関する Dynamic Ground Compliance がすでに物理的実現性可能の条件と数

学的安定性を有しているものと仮定し、その実数部および虚数部に対して、それぞれ独立に関数形を仮定し、最小自乗法を適用すると以下の表現を得る。

$N = 1$ の場合

$$\left. \begin{aligned} \phi(j\omega) &= P(\omega) + jQ(\omega) \\ P(\omega) &= \mathbf{R}\{\phi(j\omega)\}, \quad Q(\omega) = \mathbf{I}\{\phi(j\omega)\} \end{aligned} \right\} \quad (4.20)$$

で表わされている時、近似伝達関数は次式で表わされる。

$$\phi_a(j\omega) = p_a(\omega) + jq_a(\omega) \quad (4.21)$$

$$p_a(\omega) = \frac{b}{a\omega^2 + 1}, \quad q_a(\omega) = \frac{b'\omega}{a'\omega^2 + 1} \quad (4.22)$$

(4.22) 式の両式の右辺の係数間には前節に示したように

$$a' = a, \quad b' = -ab \quad (4.23)$$

の関係性を有する必要がある、したがって (4.22) 式の両式を連立方程式として、(4.23) 式の条件下に最小自乗法を適用する必要がある。ここでは $P(\omega)$ 、 $Q(\omega)$ に対して、それぞれ独立に最小自乗法を適用して (4.23) 式の条件との対比を予備的に調べるものとする。

領域 $[0, c_d]$ で伝達特性 $P(\omega)$ 、 $Q(\omega)$ が与えられている時、最小自乗法を適用するものとなれば以下の諸式を満たさなければならない。

$$I_1 = [v_1 \cdot v_1] = \int_0^{c_d} \{(a\omega^2 + 1)P(\omega) - b\}^2 d\omega$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial a} = a [\omega^4 P^2(\omega)] - b [\omega^2 P(\omega)] + [\omega^2 P^2(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial b} = a [\omega^2 P(\omega)] - b [1] + [P(\omega)] = 0$$

$$I_2 = [v_2 \cdot v_2] = \int_0^{c_d} \{(a'\omega^2 + 1)Q(\omega) - b'\}^2 d\omega$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial a'} = a' [\omega^4 Q^2(\omega)] - b' [\omega^3 Q(\omega)] + [\omega^2 Q^2(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial b'} = a' [\omega^3 Q(\omega)] - b' [\omega^2] + [\omega Q(\omega)] = 0$$

ここに $[f(\omega)]$ は $\int_0^{c_d} f(\omega) d\omega$ を表わす。

水平動の場合につき，長方形基礎の形状比 c/b を 1，最小自乗法の適用範囲を $\omega = 0 \sim 2$ とすると次の結果を得る。

$$\begin{cases} a = 0.3237 \\ b = 0.2533 \end{cases}, \quad \begin{cases} a' = 0.1521 \\ b' = -0.1353 \end{cases}, \quad -ab = 0.08199$$

$N = 2$ の場合

(4.22)式に対応するものとして

$$p_a(\omega) = \frac{b_2 \omega^2 + b_1}{a_2 \omega^4 + a_1 \omega^2 + 1}, \quad q_a(\omega) = \frac{b'_2 \omega^3 + b'_1 \omega}{a'_2 \omega^4 + a'_1 \omega^2 + 1} \quad (4.24)$$

が与えられると両式の右辺の係数間には次の関係が存在する。

$$a'_2 = a_2, \quad a'_1 = a_1$$

$$b'_2 = -\frac{a_2 b_1 + \sqrt{a_2} b_2}{\sqrt{2\sqrt{a_2} + a_1}}, \quad b'_1 = -\frac{a_1 b_1 + \sqrt{a_2} b_1 - b_2}{\sqrt{2\sqrt{a_2} + a_1}}$$

$N = 1$ の場合と同様にして次式を得る。

$$I_1 = [v_1 \cdot v_1] = \int_0^{c_d} \{ (a_2 \omega^4 + a_1 \omega^2 + 1) P(\omega) - (b_2 \omega^2 + b_1) \}^2 d\omega$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial a_2} = a_2 [\omega^8 P^2(\omega)] + a_1 [\omega^6 P^2(\omega)] - b_2 [\omega^6 P(\omega)] - b_1 [\omega^4 P(\omega)] + [\omega^4 P^2(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial a_1} = a_2 [\omega^6 P^2(\omega)] + a_1 [\omega^4 P^2(\omega)] - b_2 [\omega^4 P(\omega)] - b_1 [\omega^2 P(\omega)] + [\omega^2 P^2(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial b_2} = a_2 [\omega^6 P(\omega)] + a_1 [\omega^4 P(\omega)] - b_2 [\omega^4] - b_1 [\omega^2] + [\omega^2 P(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial b_1} = a_2 [\omega^4 P(\omega)] + a_1 [\omega^2 P(\omega)] - b_2 [\omega^2] - b_1 [1] + [P(\omega)] = 0$$

$$I_2 = [v_2 \cdot v_2] = \int_0^{c_d} \{ (a_2' \omega^4 + a_1' \omega^2 + 1) Q(\omega) - (b_2' \omega^3 + b_1' \omega) \}^2 d\omega$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial a_2'} = a_2' [\omega^8 Q^2(\omega)] + a_1' [\omega^6 Q^2(\omega)] - b_2' [\omega^7 Q(\omega)] - b_1' [\omega^5 Q(\omega)] + [\omega^4 Q^2(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial a_1'} = a_2' [\omega^6 Q^2(\omega)] + a_1' [\omega^4 Q^2(\omega)] - b_2' [\omega^5 Q(\omega)] - b_1' [\omega^3 Q(\omega)] + [\omega^2 Q^2(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial b_2'} = a_2' [\omega^7 Q(\omega)] + a_1' [\omega^5 Q(\omega)] - b_2' [\omega^6] - b_1' [\omega^4] + [\omega^3 Q(\omega)] = 0$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial b_1'} = a_2' [\omega^5 Q(\omega)] + a_1' [\omega^3 Q(\omega)] - b_2' [\omega^4] - b_1' [\omega^2] + [\omega Q(\omega)] = 0$$

前例と同じ場合について適用すると次の結果を得る。

$$\begin{cases} a_2 = 9.306 \times 10^{-3} \\ a_1 = 8.553 \times 10^{-2} \\ b_2 = -2.447 \times 10^{-2} \\ b_1 = 2.443 \times 10^{-1} \end{cases} \quad \begin{cases} a_2' = 1.916 \times 10^{-3} \\ a_1' = 6.170 \times 10^{-2} \\ b_2' = 5.968 \times 10^{-3} \\ b_1' = -1.307 \times 10^{-1} \end{cases}$$

$$-\frac{a_2 b_1 + \sqrt{a_2} b_2}{\sqrt{2} \sqrt{a_2 + a_1}} = 1.581 \times 10^{-4} \quad , \quad -\frac{a_1 b_1 + \sqrt{a_2} b_1 - b_2}{\sqrt{2} \sqrt{a_2 + a_1}} = -9.318 \times 10^{-2}$$

以上のような検討の結果から、 $N=2$ の場合で可成り良好な近似が得られることが予想され、また、アナログ計算機における演算回路の安定性をも考慮して、 $c/b=2$ の場合については $N=2$ の場合に限定して行なった同様の手法による近似結果は次の通りである。

$$\phi(j\omega) \simeq \phi_a(j\omega) = p_a(\omega) + jq_a(\omega)$$

$$p_a(\omega) = \frac{b_2 \omega^2 + b_0}{\omega^4 + a_2 \omega^2 + a_0} \quad , \quad q_a(\omega) = \frac{b_3 \omega^3 + b_1 \omega}{\omega^4 + a_2 \omega^2 + a_0}$$

$$\phi_a(j\omega) = \frac{d_1(j\omega) + d_0}{(j\omega)^2 + c_1(j\omega) + c_0} = \kappa_H(j\omega)$$

において	$a_2 = 2.780$	$c_1 = 3.007$
	$a_0 = 9.812$	$c_0 = 3.132$
	$b_2 = -0.5232$	$d_1 = 0.1646$
	$b_0 = 3.190$	$d_0 = 1.018$
	$b_3 = -0.1646$	
	$b_1 = -2.547$	

また, perturbation method を用いて $P(\omega)$ 及び $Q(\omega)$ に対して同時に最小自乗法を適用して近似した場合の結果は次の通りである。

$$c_1 = 3.093, \quad c_0 = 3.249, \quad d_1 = 0.1573, \quad d_0 = 1.057$$

最良の近似を与える上記の係数を用いた近似関数値を Fig. 4.2 の実線で示す。図から明らかなように、 f_{1H} については非常に良い近似を、 f_{2H} については比較的高振動数域を除いて良い近似を得たと見做せる。

4.3.5 アナログ演算回路と周波数応答

4.3.4において得られた水平動に関する Dynamic Ground Compliance の近似伝達関数表示 $G_H(\omega)$ を用いて、ここでは半無限弾性地盤上の長方形基礎が地震外乱によって並進運動を生じる場合を扱う。

座標を Fig. 4.3 のように採り, Fourier 変換された基礎運動方程式を示すと次の様になる。基礎質量を M_0 , 静止座標に関する地震外乱変位を \bar{Y}_H , 同じく基礎変位を Y_g , 時間を T とすると,

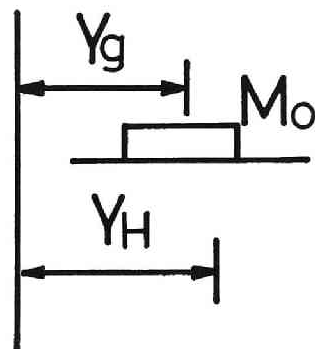


Fig. 4.3 Model of ground-foundation system.

$$\{-M_0\Omega^2 + c\mu \tilde{K}_H(j\Omega)\}u_g = -M_0F \quad (4.25)$$

$$\tilde{K}_H(j\Omega) = \frac{1}{G_H(b/V_s j\Omega)} \simeq \frac{1}{f_{1H}(b/V_s \Omega) + j f_{2H}(b/V_s \Omega)} \quad (4.26)$$

$$\left. \begin{aligned} U_g \subset Y_g / \bar{\Delta}, \quad (U_g = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{Y_g}{\Delta} e^{-j\omega T} dT), \quad F_H \subset \bar{Y}_H / \bar{\Delta} \end{aligned} \right\} \quad (4.27)$$

$$u_g \subset (Y_g - \bar{Y}_H) / \bar{\Delta}, \quad F = -\Omega^2 F_H$$

また、 b, c はそれぞれ長方形基礎の運動方向及びその直角方向の半巾を、 ρ, μ は弾性地盤の密度及びせん断剛性を、 $\bar{\Delta}$ は変位の基準量を表わす。(4.25)式に対して無次元変換を行なうと以下の式を得る。

$$\{-m_g \omega'^2 + \tilde{\kappa}_H(j\omega')\} u_g = -m_g \tilde{f} \quad (4.28)$$

$$\text{ここに } \tilde{\kappa}_H(j\omega') = \frac{c/b}{G_H(j\omega')} \simeq \frac{c/b}{f_{1H}(\omega') + j f_{2H}(\omega')} \quad (4.29)$$

$$\left. \begin{aligned} \tau' &= \frac{V_s}{b} T = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} T, & \omega' &= \frac{b}{V_s} \Omega = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \Omega \\ m_g &= \frac{M_0}{\rho b^3}, & \tilde{f} &= -\omega'^2 F_H \end{aligned} \right\} \quad (4.30)$$

(4.28)式に対して、Fourier 変換系での伝達関数 $\phi(j\omega)$ と Laplace 変換系での伝達関数 $\phi(s)$ は単に $s = j\omega$ の変換のみで互に対応づけられることを用いると次のように Laplace 変換系無次元基礎方程式を得る。

$$\kappa_H(s') = \tilde{\kappa}_H(-js'), \quad s' = j\omega' \text{ あるいは } \omega' = -js' \quad (4.31)$$

$$\{m_g s'^2 + \kappa_H(s')\} u_g = -m_g \hat{f} \quad (4.32)$$

(4.32) 式の非定常解を得るために、これをアナログ計算機上の演算回路に模擬するには、アナログ計算機の各演算要素の伝達特性を考慮して次の様な手順をふむ。

まず time scale p, q を導入して

$$t = p\tau = pq\tau', \quad S = s/p = s'/pq \quad (4.33)$$

ここに t は演算回路の独立変数、 S は t に対応する Laplace 変換の複素パラメータである。これを用いて Dynamic Ground Compliance 及び半無限地盤上の剛体の伝達特性はそれぞれ次式で示される。

$$\frac{E_0}{E_i} = \frac{1}{\kappa_H(pqS)} = \frac{c}{b} \frac{d_1(pqS) + d_0}{(pqS)^2 + c_1(pqS) + c_0} \quad (4.34)$$

$$\frac{E_0}{E_i} = \frac{\kappa_H(pqS)}{m_g(pqS)^2} = \frac{(b/c)\{(pqS)^2 + c_1(pqS) + c_0\}}{m_g(pqS)^2 \{d_1(pqS) + d_0\}} \quad (4.35)$$

ここに E_i , E_o はそれぞれ入力及び出力を表わす。(4.34)式及び(4.35)式の両式はいずれも次の形を有している。

$$\frac{E_o}{E_i} = \frac{\sum_{k=0}^{N-1} b_k S^k}{\sum_{k=0}^N a_k S^k} \quad (4.36)$$

これを变形して次式を得る。

$$\begin{aligned} \frac{E_o}{E_i} &= \sum_{k=0}^{N-1} \left(\frac{b_k}{a_N} S^{k-N} E_i - \frac{a_k}{a_N} S^{k-N} E_o \right) \\ &= \frac{1}{S} \left[-\frac{a_{N-1}}{a_N} E_o + \frac{b_{N-1}}{a_N} E_i + \frac{1}{S} \left[-\frac{a_{N-2}}{a_N} E_o + \frac{b_{N-2}}{a_N} E_i + \frac{1}{S} \left[\dots \right. \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \left. + \frac{1}{S} \left[-\frac{a_0}{a_N} E_o + \frac{b_0}{a_N} E_i \right] \dots \right] \right] \right] \end{aligned} \quad (4.37)$$

アナログ計算機各演算要素の伝達特性は^[4.30]

$$\text{加算積分器} \quad E_o = -\frac{1}{S} \sum E_i, \quad \text{加算器} \quad E_o = -\sum E_i$$

$$\text{符号変換器} \quad E_o = -E_i, \quad \text{係数器} \quad E_o = e E_i$$

ここに, e は1以下の正定数である。これらを用いて(4.34)式及び(4.35)式に示された伝達特性の演算回路は Fig. 4.4 及び Fig. 4.5 に示すように得られる。

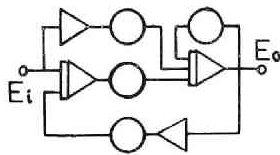


Fig. 4.4 Block diagram of $1/\kappa_H(qs)$.

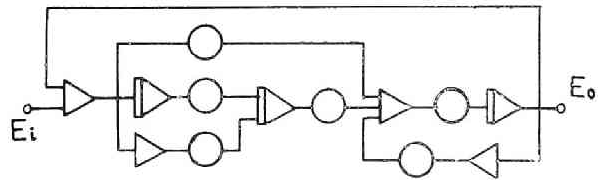


Fig. 4.5 Block diagram of $\kappa_H(qs)/m_g(qs)^2$.

このようにして(4.32)式に対応するアナログ演算回路構成が行なわれ, これを用いて4.3.4に述べられたDynamic Ground Complianceの近似伝達関数の精度検討をharmonic入力に対して行なった結果を Fig. 4.6 に示している。図の縦軸は $|U_g/F_H|$ であり

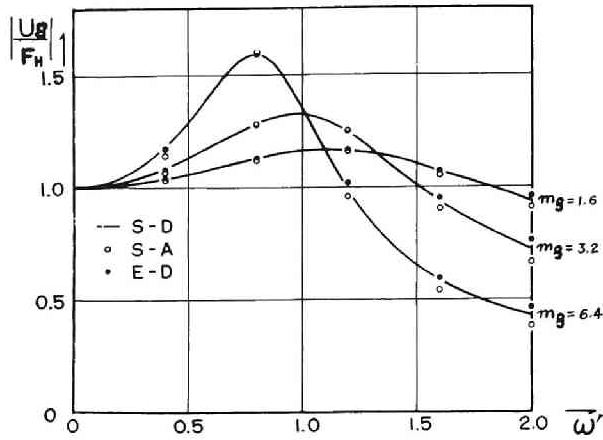


Fig. 4.6 Frequency response of ground-foundation system.

$$\left| \frac{U_g}{F_H} \right| = \left| \frac{\tilde{\kappa}_H(\omega')}{\tilde{\kappa}_H(\omega') - m_g \omega'^2} \right| \quad (4.38)$$

$$\tilde{\kappa}_H(\omega') = \frac{c}{b} \frac{j d_1 \omega' + d_0}{-\omega'^2 + j c_1 \omega' + c_0} \simeq \frac{c}{b} \cdot \frac{1}{f_{1H}(\omega') + j f_{2H}(\omega')} \quad (4.39)$$

で表わされる。図中の応答曲線は simulate された関数を用いて数値的に求めたもの、○印の点は simulate された関数をアナログ計算機上に模擬して harmonic 入力に対する応答の定常状態に達したと見做せる部分の振巾を読み取ったもの、●の点は Dynamic Ground Compliance の値そのものを用いて、(4.38) 式及び (4.39) 式から求めた厳正解を示している。ω' の値があまり大きくない範囲では相当に良い近似が得られているものと考えて良いであろう。

以上のようにして、半無限弾性地盤上の剛基礎の動的挙動を、3次元弾性波動論に基づいて理論的に求め、振動数の関数として示される力一変位伝達特性から得られた discrete な数値解を満足するような有理関数形の近似伝達特性として表現することが出来た。この伝達関数を構造物の基礎周辺地盤の動力学特性として用い、基礎質量を介して1次元せん断質点系で表わされる上部構造と接続するとともに、構造物基礎に近接する地盤の非線形性を、弾塑性復元力特性を有する境界層地盤に抽象して、近似伝達関数で表わされた弾性地盤と構造物基礎の間に想定して、非定常なランダム性地震外乱群に対する地震応答解析を行なうことが可能となった。

4.4 地盤 — 構造物連成系の動特性

4.4.1 序

前節においては半無限弾性地盤上の長方形剛基礎の水平動に関する Dynamic Ground Compliance から、その近似的表現を有理関数形の伝達関数として導いた。これを用いて構造物周辺地盤の動的特性を考慮した構造物系の非定常な任意の地震外乱群に対する応答解析を行なうために、本節においては地盤 — 構造物連成系モデルの設定を行なって基礎運動方程式を導くとともに、非定常応答解析に先立って、弾性域における固有値解析から基本的な動的特性の指標について考察を加える。すなわち、種々の力学的条件が一般に *a priori* に定められている基礎地盤と、我々が合理的な動特性を賦与すべき設計対象としての構造物とを、設計時に考慮し得るような物理的対応が明快なパラメータを仲介として接続し、地盤 — 構造物連成系モデルを規定するパラメータ値の広範な領域で動的特性に及ぼす下部構造連成効果を扱っている。

具体的には、まず地震時の地盤 — 構造物系の動的挙動を想定する時に、Dynamic Ground Compliance で示される弾性地盤特性が線形域内に留まり得ないことを考慮して、特に非線形化の傾向の強いと考えられる構造物基礎に接触する地盤を境界層地盤として定義し、これに非線形特性を与えて弾性基礎地盤と構造物系との連成効果が変位あるいはせん断力のレベルによって異なるものと仮定している。つぎに、基礎質量 — 境界層地盤 — 弾性地盤からなる下部構造系と質点系上部構造系とを接続して両者の連成効果の把握を容易にするため最も基本的な動特性の指標を考えられる両構造系が単独に存在する時の基本固有振動数比で定義される連成度パラメータを用いている。この基本固有振動数は上部構造にあっては、構造物の規模、構造材料あるいは構造形式などの要素によって定まり、動的耐震設計の立場からは重要な設計目標とされる。下部構造においても、表層地盤の構造及びその諸物理定数、基礎地業形式などの種々の要素の動力学特性を包括的に表わすものである。そして、これらは例えば実験の方法などで比較的容易に定量化することが可能であることを考慮すると、連成度パラメータは汎用性のある力学的対応の明確な量と考えられる。

解析を行なった基本的な動特性は連成系の固有振動特性、特に卓越して挙動する基本固有振動について連成効果による振動数の減少、地盤への波動逸散に基づく減衰性の評価などの他に、連成系の伝達関数及びその周波数表示、複素振動モードならび位相特性などであり、本節に具体的に示された結果は次節以降の応答解析における適正パラメータ領域の設定あるいは応答特性の理解に対して重要な基礎資料を提供するものである。

4.4.2 構造物系モデルと連成系のパラメータ

半無限弾性地盤上に長方形の底面を有する基礎が載っており、外乱を受けて水平方向の振動が生じる時の動特性の近似表現は前節において述べたように得られるが、これを用いて上部構造物系が、地盤と連成して示す動的相互作用を扱う場合、特に、激震時の地盤及び構造物基礎の挙動を考えると、地盤を弾性体であると想定することは理想化に過ぎると考えられる。一般に、少くとも構造物基礎周辺の地盤の強い非線形性を考慮に入れる必要があり、したがって、ここでは質量の無視し得る極めて薄い地盤の層を弾性地盤と構造物基礎との接触面に想定し、この層の復元力特性を剛塑性的な非線形特性として与える。すなわち、ここで仮定する構造物周辺の境界層地盤は、弾性域においては殆んど剛と見做し得て、その存在は無視出来るが、弾性限強度を超えると強い非線形性を示すような bilinear 履歴特性とする。

一方、上部構造物系の動特性に関しては、建築構造物の概括的な特性として比較的良い近似と考えられる一次元剪断形の質点系モデルとして表現する。設計対象となる上部構造の終局耐震安全性を評価すべく、その復元力特性は通常予想されるような bilinear hysteretic type として想定するものとする。

このようにして設定される地盤 — 構造物連成動力学系は、地盤における波動逸散に伴うエネルギー減衰、および非線形復元力特性による履歴消費エネルギーの両者のエネルギー減衰作用を含み、これらの効果に特に注目するために、ここでは上部構造の内部粘性減衰の効果については無視する。

このようにして想定した地盤 — 構造物連成系モデルは Fig. 4.7 に示されるもので運動座標系に関するラプラス変換系無次元基礎方程式は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} m_i s^2 u_i + g_i (u_i - u_{i-1}) - g_{i+1} (u_{i+1} - u_i) \\ = -m_i f + \sigma_i \\ i = 1, 2, \dots, n, \quad u_n = u_{n+1} \end{aligned} \right\}$$

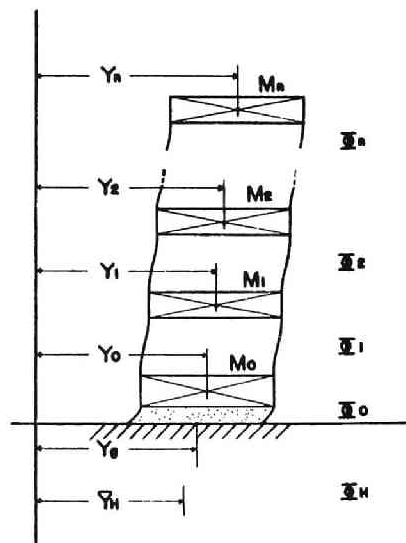


Fig.4.7 Model of ground-structure system.

$$\left. \begin{aligned} m_0 s^2 u_0 + g_0(u_0 - u_g) - g_1(u_1 - u_0) &= -m_0 f + \sigma_0 \\ \kappa_g \kappa_H(qs) \cdot u_g - g_0(u_0 - u_g) &= \sigma_g \end{aligned} \right\} \quad (4.40)$$

ここに、 s は無次元基礎方程式の独立変数 τ に関するプラス変換複素パラメータであり、 σ_i 、 σ_0 および σ_g は初期条件演算子による非斉次項である。

有次元基礎方程式、無次元基礎方程式およびラプラス変換系無次元基礎方程式の独立変数、従属変数の間には次の関係がある。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \sqrt{\frac{\bar{K}}{\bar{M}}} T, \quad U_j \subset \frac{Y_j}{\bar{\Delta}}, \quad \left(U_j = \int_0^\infty \frac{Y_j}{\bar{\Delta}} e^{-sT} dT \right), \\ u_j &= U_j - F_H C \eta_j = \frac{Y_j - \bar{Y}_H}{\bar{\Delta}}, \quad j = g, 0, 1, \dots, n \end{aligned} \right\} \quad (4.41)$$

$$F_H C \frac{\bar{Y}_H}{\bar{\Delta}}, \quad f = s^2 F_H C \alpha \cdot \alpha(\tau) \quad (4.42)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{A \bar{M}}{\bar{K} \bar{\Delta}} = \frac{A \bar{M}}{\bar{B}} \\ \alpha(\tau) &= \frac{d^2}{dT^2} \left(\frac{\bar{Y}_H}{A} \right)_{T=\sqrt{\bar{M}/\bar{K}} \tau} \end{aligned} \right\} \quad (4.43)$$

ここに、 T ：時間、 Y_i 、 Y_0 及び Y_g ：上部構造 i 質点、下部質量及び弾性基礎地盤の静止座標に関する変位、 \bar{Y}_H ：地震外乱の静止座標に関する変位、 A ：地震外乱の最大加速度振幅、 \bar{M} 、 \bar{K} 、 $\bar{\Delta}$ 及び $\bar{B} = \bar{K} \bar{\Delta}$ ：質量、剛性、変位及び強度の規準量である。また、Fig. 4.8 に示される非線形復元力特性は次のように表わされる。

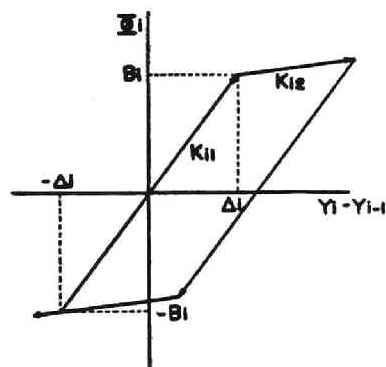


Fig.4.8 Bilinear restoring force characteristics.

$$\left. \begin{aligned} g_i(u_i - u_{i-1}) &\subset \kappa_i \phi_i(\eta_i - \eta_{i-1}; r_i, \delta_i) \\ &= \frac{1}{\bar{B}} \phi_i(Y_i - Y_{i-1}; K_{i1}, K_{i2}, \Delta_i) \\ i &= 1, 2, \dots, n \end{aligned} \right\} \quad (4.44)$$

$$\left. \begin{aligned}
& g_0(u_0 - u_g) \text{ C } \kappa_0 \varphi_0(\eta_0 - \eta_g, r_0, \delta_0) = \frac{1}{B} \phi_0(Y_0 - Y_g; K_{01}, K_{02}, \Delta_0) \\
& \frac{K_{j1}}{\bar{K}} = \kappa_j, \frac{K_{j2}}{K_{j1}} = r_j, \frac{\Delta_j}{\bar{\Delta}} = \delta_j, \frac{K_{j1}\Delta_j}{K\bar{\Delta}} = \frac{B_j}{B} = \beta_j = \kappa_j \delta_j \\
& j = 0, 1, 2, \dots, n
\end{aligned} \right\} \quad (4.45)$$

ここに ϕ_i 及び ϕ_0 : 上部構造 i 層及び境界層地盤の復元力特性, K_{j1} 及び K_{j2} : ϕ_j の初期剛性及び第2分枝剛性, Δ_j : ϕ_j の弾性限変位, B_j : ϕ_j の弾性限強度を表わす。

また, 弾性地盤の無次元等価剛性は次式で示される。

$$\frac{\mu b}{\bar{K}} = \kappa_g \quad (4.46)$$

したがって, 弾性地盤の復元力特性については次式によって表わされる。

$$\left. \begin{aligned}
& \kappa_H(s') u_g = \kappa_H(qs) u_g \text{ C } \frac{1}{b \mu \bar{\Delta}} \phi_H(Y_g - \bar{Y}_H) \\
& \kappa_H(qs) = \frac{c}{b} \frac{(qs)^2 + c_1(qs) + c_0}{d_1(qs) + d_0}
\end{aligned} \right\} \quad (4.47)$$

ここに ϕ_H は弾性基礎地盤の Dynamic Ground Compliance から近似された復元力特性の有次元表示である。また

$$\omega' = q\omega, \quad \tau' = \tau/q \quad (4.48)$$

の関係に注目すると

$$\omega' = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \Omega = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \sqrt{\frac{\bar{K}}{\bar{M}}} \omega, \quad \tau' = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} T = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \sqrt{\frac{\bar{M}}{\bar{K}}} \tau \quad (4.49)$$

$$q = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \sqrt{\frac{\bar{K}}{\bar{M}}} \quad (4.50)$$

の関係式を得る。ここに b, c は長方形基礎の振動方向及びその直角方向辺長の $1/2$, ρ 及

び μ は弾性基礎地盤の密度及びせん断剛性を表わす。

また、基礎及び上部構造の質量については

$$\frac{M_i}{M} = m_i, \quad i = 0, 1, 2, \dots, n \quad (4.51)$$

で表わされる。弾性基礎地盤と基礎の質量比として

$$\frac{M_0}{\rho_b^3} = m_g \quad (4.52)$$

が定義される。

上部構造系と下部構造系を接続する時に両者の基本固有振動数の関係を示すパラメータとして λ を次式で定義する。

$$\lambda = \frac{{}_1\Omega_s}{{}_1\Omega_g} = \frac{{}_1\omega_s}{{}_1\omega_g} = \frac{{}_1\omega'_s}{{}_1\omega'_g} \quad (4.53)$$

ここに、 ${}_1\Omega_s$ は基礎固定時の上部構造系の基本固有振動数、 ${}_1\Omega_g$ は下部構造系のみの基本固有振動数を示す。パラメータ λ は上部構造に対する下部構造系の連成度を規定するもので、 $\lambda=0$ は基礎固定時を表わし、 λ の値の増加とともに硬質地盤系から軟質地盤系へと移ることを意味している。

4.4.3 連成系の伝達関数と単位衝撃応答

4.4.2に述べられた地盤—構造物連成系の動的特性を、まず基本的に弾性域において解析するものとし、ここでは、復元力特性を初期剛性によって表わされる線形特性とする。したがって、運動座標系における基礎運動方程式は

$$([m] s^2 + [\kappa(s)]) \{\phi\} = \{F\} \quad (4.54)$$

$$[m] = \left[\begin{array}{ccc} 0 & & 0 \\ & m_0 & \\ & & m_1 \\ & 0 & \ddots \\ & & & m_n \end{array} \right] \quad \left. \vphantom{\begin{array}{ccc} 0 & & 0 \\ & m_0 & \\ & & m_1 \\ & 0 & \ddots \\ & & & m_n \end{array}} \right\}$$

$$[\kappa(s)] = \begin{bmatrix} \kappa_g \kappa_H(qs) + \kappa_0 & -\kappa_0 & & \\ -\kappa_0 & \kappa_0 + \kappa_1 & & \\ & & \ddots & \\ & & & -\kappa_n & \kappa_n \end{bmatrix} \quad (4.55)$$

ここに, $\{\phi\}$ はラプラス変換系無次元運動変位, $\{F\}$ はラプラス変換系地震外乱, $\kappa_H(qs)$ は (4.47) 式による弾性地盤の近似伝達関数を表わす。

$$[W(s)] = [m] s^2 + [\kappa_H(s)] \quad (4.56)$$

$$[G(s)] = [W(s)]^{-1} = ([m] s^2 + [\kappa_H(s)])^{-1} \quad (4.57)$$

で表わされる伝達関数マトリックス $[G(s)]$ を用いると変位 $\{\phi\}$ は次式で表わされる。

$$\{\phi\} = [G(s)] \{F\}$$

伝達関数マトリックス $[G(s)]$ のラプラス逆変換で与えられる単位衝撃応答マトリックス $[g(\tau)]$ は $\det. [W(s)] = 0$ の固有値問題を解くことによって与えられる複素固有値 s_ν を用いて一般的な表現が得られる^[4.31]。(4.56) 式より

$$[W(s)] = \begin{bmatrix} \kappa_g \frac{(qs)^2 + c_1 qs + c_0}{d_1' qs + d_0'} + \kappa_0 & -\kappa_0 & & \\ -\kappa_0 & m_0 s^2 + \kappa_0 + \kappa_1 & & \\ & & \ddots & \\ & & & -\kappa_n & m_n s^2 + \kappa_n \end{bmatrix} \quad (4.58)$$

であり, $\det. [W(s)] = 0$ は $2 + 2(n+1)$ 次代数方程式となり, $n+2$ 組の共軛複素固有値を得る。特に, $\kappa_0 = \infty$ として境界層地盤の存在を無視した場合は

$$[W(s)] = \begin{bmatrix} m_0 s^2 + \kappa_g \frac{(qs)^2 + c_1 qs + c_0}{d_1' qs + d_0'} + \kappa_1 & -\kappa_1 & 0 \\ -\kappa_1 & m_1 s^2 + \kappa_1 + \kappa_2 & -\kappa_2 \\ 0 & & \ddots & \\ & & & -\kappa_n & m_n s^2 + \kappa_n \end{bmatrix} \quad (4.59)$$

となり, $\det. [W(s)] = 0$ は $2n+1$ 次代数方程式となる。この時, n 組の共軛複素固有値と共に 1 つの実数固有値を得るが, 前節の議論より, 安定系の条件からこの実数固有値は負数となり, また, 共軛複素固有値の実数部も負数として得られる。今, 簡単のため,

境界層地盤の存在を無視し、弾性地盤上に基礎が載っている場合を考えると(4.57)式、
(4.59)式より

$$G(s) = \frac{d_1' qs + d_0'}{m_0 d_1' qs^3 + (m_0 d_0' + q^2) s^2 + c_1 qs + c_0} \quad (4.60)$$

$$\det. [W(s)] = m_0 d_1' qs^3 + (m_0 d_0' + q^2) s^2 + c_1 qs + c_0 = 0 \quad (4.61)$$

(4.61)式は一実根と一組の共軛複素根を与える。これをそれぞれ $s_1 = \alpha_1$, $s_2 = s_3^* = \alpha_2 + j\beta_2$ と表わすと, $\alpha_1 < 0$, $\alpha_2 < 0$ である。また, $\beta > 0$ を採るものとする,

$$g(\tau) = \frac{1}{m_0} \left[\frac{(\alpha_1 + \frac{d_0'}{d_1' q}) e^{\alpha_1 \tau}}{\beta_2^2 + (\alpha_2 - \alpha_1)^2} + \frac{e^{\alpha_2 \tau} R \sin(\beta_2 \tau - \varphi)}{\beta_2 \{ \beta_2^2 + (\alpha_2 - \alpha_1)^2 \}} \right] \quad (4.62)$$

$$\left. \begin{aligned} R &= \left[\{ (\alpha_2 - \alpha_1) (\alpha_2 + \frac{d_0'}{d_1' q}) + \beta_2^2 \} + \beta_2^2 (\alpha_1 + \frac{d_0'}{d_1' q})^2 \right]^{1/2} \\ \varphi &= \tan^{-1} \frac{\beta_2 (\alpha_1 + \frac{d_0'}{d_1' q})}{(\alpha_2 - \alpha_1) (\alpha_2 + \frac{d_0'}{d_1' q}) + \beta_2^2} \end{aligned} \right\} \quad (4.63)$$

$$\left. \begin{aligned} g(0) &= 0, \quad \tau < 0 \\ g(\infty) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.64)$$

として基礎の単位衝撃応答が表現出来る。

4.4.4 連成系の固有振動特性

連成系の固有値方程式は

$$\det. [W(s)] = \det. \begin{bmatrix} \kappa_g \kappa_H(qs) + \kappa_0 & -\kappa_0 & 0 \\ -\kappa_0 & m_0 s^2 + \kappa_0 + \kappa_1 & -\kappa_1 \\ 0 & -\kappa_n & m_0 s^2 + \kappa_n \end{bmatrix} = 0 \quad (4.65)$$

で表わされる。(4.65)式の解として得られる共軛複素固有値の絶対値の小さい順に並べ

た共軛複素固有ベクトル $\{\nu s\}$, $\nu=1, 2, \dots, n+2$ に対して, それぞれに対応する 2 種の複素固有ベクトル $\{\nu \phi\}$ (列ベクトル), $\{\nu \psi\}$ (行ベクトル) は次式で定義される。

$$[W(\nu s)] \{\nu \phi\} = \{0\}, \quad \{\nu \psi\} [W(\nu s)] = \{0\} \quad (4.66)$$

すなわち, 複素固有ベクトル $\{\nu \phi\}$, $\{\nu \psi\}$ は次のように定めることが出来る^[4.32]。

$$\{\nu \phi\} = \{^{[1]} \Delta^i \lambda_\nu\}, \quad \{\nu \psi\} = \{^{[1]} \Delta^{\mu} \nu_j\} \quad (4.67)$$

ここに^[1] $\Delta^i j$ は $[W(\nu s)]$ の (i, j) 要素 co-factor を示す。

複素固有値 s_ν に対して

$$\left. \begin{aligned} \nu \omega &= |I(s_\nu)| \\ \nu h_{eq} &= -\frac{R(s_\nu)}{|s_\nu|} \end{aligned} \right\} \quad (4.68)$$

で, 固有振動特性として重要な指標である ν 次固有振動の固有円振動数 $\nu \omega$ 及び等価臨界減衰比 νh が定義される。例えば, 上部構造を 1 質点系とし, 比較的剛な境界層地盤を想定した場合について,

$$m_1 = \kappa_1 = 1, \quad \kappa_0 = 40$$

に対する ${}_1\omega$ を Fig. 4.9 に, ${}_2\omega$ を Fig. 4.10 に示す。1 次固有振動数及び 2 次固有振動数とも, 下部構造系の連成度が強まるとともに, すなわち, λ の増加とともに単調に減

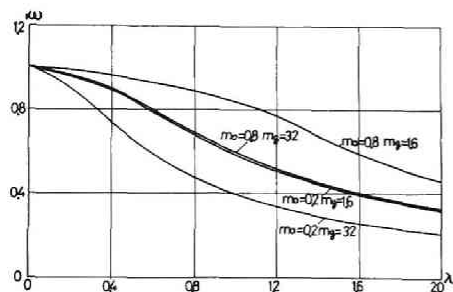


Fig.4.9 Fundamental frequency of ground-structure system.

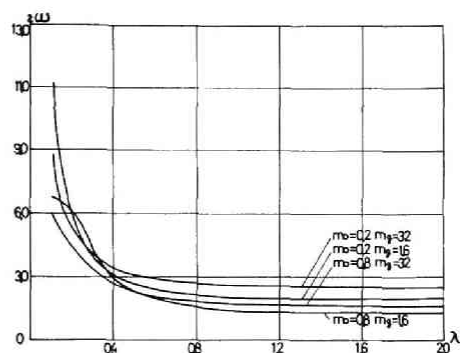


Fig.4.10 Natural frequency of second mode of ground-structure system.

少する傾向を示し、地盤が軟らかくなるにつれて、連成系の低次の固有周期は伸長することを示している。この傾向を更に詳細に考察すると、基本固有振動数に関しては、下部質量 m_0 の影響は大であり、上部構造に対して小さい下部質量を有する $m_0 = 0.2$ の場合は比較的弱い連成度に対しても固有振動数の減少は顕著であり、 $\lambda = 0.6$ の場合に ${}_1\omega$ は $0.8 \sim 0.6$ となっている。一方、 $m_0 = 0.8$ の場合には、 λ の大きい領域で固有振動数の減少が顕著となり、また、これらの傾向は弾性地盤の等価質量に対する下部質量の比 m_g の大なる場合に強調されている。2次固有振動については、 λ の小さい領域 $0.1 \sim 0.4$ での振動数の急激な減少が共通に現われ、連成効果に伴う高次振動、特に2次振動の連成系振動特性への寄与が急変することを示している。あるいは、上部構造の振動特性に着目して、基礎固定時の上部構造の基本固有周期が地盤連成に伴ってどのように変化するかについてその伸び率 ${}_1\omega/{}_1\omega_s$ で評価したものが Fig. 4.11 ~ 13 である。質量比 m_0 及び m_g に対して前述の傾向が明らかであり、また、これらの影響は λ の変化に対して類似した変化を

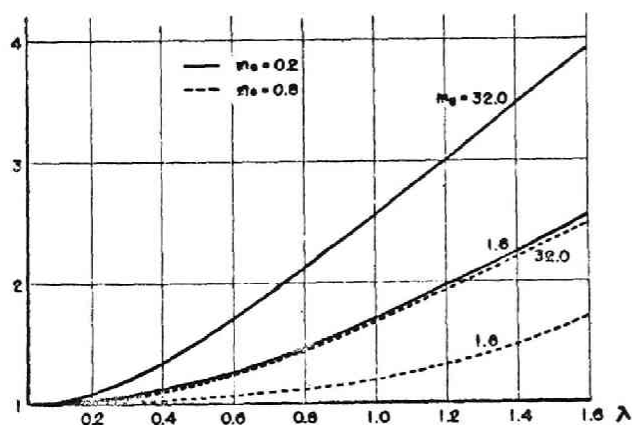


Fig.4.11 Fundamental natural period ratio of ground-structure system.

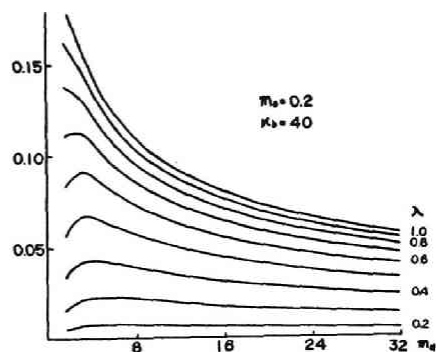


Fig.4.12 Fundamental natural period ratio, $m_0 = 0.2$.

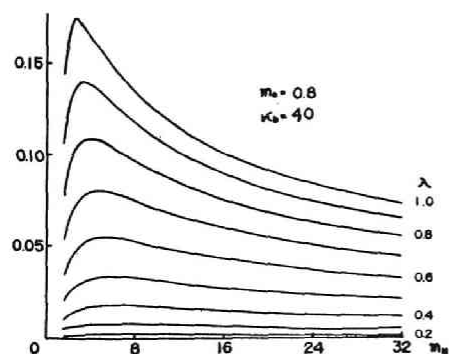


Fig.4.13 Fundamental natural period ratio, $m_0 = 0.8$.

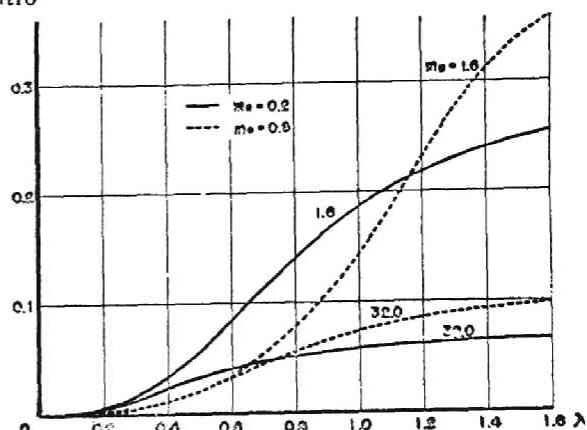


Fig.4.14 Equivalent critical damping ratio of fundamental mode.

示している。

一方、(4.68)式で示される減衰比 μ_{heq} については、連成系の基本固有振動に関して Fig. 4.14 に示す。ここに示される減衰作用は弾性地盤中への波動逸散に伴うエネルギー減衰であり、下部構造系の剛性の低い場合、すなわち、 λ の値の大なる場合がより大きい減衰比を示すが、質量比 m_0 及び m_g に対して複雑な傾向を有している。 $\lambda \leq 0.6$ の領域では下部質量 m_0 の小さい方がより大きい減衰を示すのに対して、 $\lambda \geq 1.2$ では逆の傾向が現われており、また、 $m_g = 1.6$ に対しては、 λ の増加に伴う減衰性の増加は顕著であるが、 $m_g = 32.0$ に対しては減衰性は小さく、 λ の増加に関しても比較的緩やかな変動を示している。下部構造系における質量比 m_g は単に質量のみでなく、長方形基礎の巾に関するパラメータを含んでおり、 m_g の小なる時、基礎巾は大きい事を意味する。したがって、Fig. 4.15 及び Fig. 4.16 に示される様に、 m_g に関してこれを表示すると、一般に減少関数として表わされているが、 m_g の小さい場合に極値を有することは注目されるべきであろう。

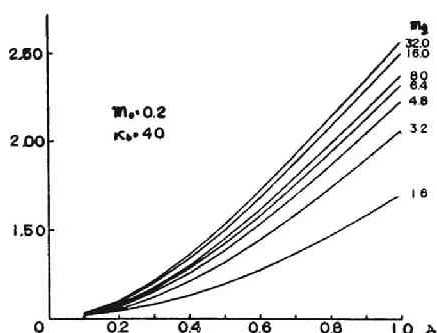


Fig.4.15 Equivalent critical damping ratio, $m_0 = 0.2$.

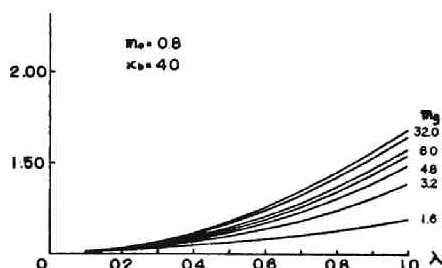


Fig.4.16 Equivalent critical damping ratio, $m_0 = 0.8$.

このような固有振動数及び等価減衰比の変動の傾向を同時に表わした図が Fig. 4.17 である。図の実線が基礎固定時 ($\lambda = 0$; ${}_1\omega = {}_1\omega_s = 1$, ${}_1h_{eq} = 0$) の上部構造が、 λ の増加に伴って下部構造系との連成効果が増加し、基本固有振動数が減少 (図の下方へ) するとともに、減衰性が増加 (図の右方へ) することを示している。図から明らかなように、 $m_g = 1.6$ の場合は連成効果は固有周期の伸長よりもむしろ減衰性の増加の傾向にあり、 $m_g = 32.0$ の場合は固有周期の伸びが著じるしい。また、図の点線は同一の下部構造系に對

して、質量、剛性の異なった上部構造を想定した場合の基本固有振動に関する指標の変化を示したもので、 λ の増加に伴ない上部構造系が剛となることを示している。この場合は λ の増加につれて右上りの曲線で示され、基本固有振動数は次式の等価的な下部質量比 m_{geq} を有する下部構造系のみの固有振動数に漸近する。

$$m_{geq} = \frac{M_{0eq}}{\rho b^3} = \frac{M_0 + M_1}{\rho b^3} = m_g \left(1 + \frac{m_1}{m_0}\right) \quad (4.69)$$

(4.66)式で示される複素固有振動モードの一例として、上部構造3質点系とし、各パラメータ値を以下の様に定めた場合をTable 4.1に示す。

$$\{m_i\} = \{1\}, \quad \{\kappa_i\} = \{1 - 2(i-1)/9\}, \quad i=1 \sim 3$$

$$m_g = 8.0, \quad m_0 = 0.5, \quad \kappa_0 = 40, \quad \lambda = 0.3$$

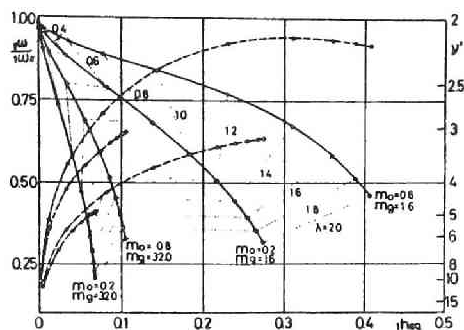


Fig.4.17 Basic dynamic properties of ground-structure system.

Table 4.1 Complex eigen values of linear dynamic system.

	1st mode	2nd mode	3rd mode	4th mode	5th mode
Eigen Value	-8.02×10^{-3} 3.34×10^{-1} (3.34×10^{-1})	-3.69×10^{-2} 9.16×10^{-1} (9.17×10^{-1})	-5.47×10^{-2} 1.44 (1.45)	-3.79×10^{-1} 2.03 (2.07)	-1.71×10 9.45 (1.95×10)
3rd story	7.24×10^{-1} 1.68×10^{-1}	6.35×10^{-1} 1.27×10^{-3}	2.74×10^{-1} -3.75×10^{-2}	2.95×10^{-3} -1.80×10^{-2}	4.92×10^{-9} -4.27×10^{-9}
2nd story	5.70×10^{-1} 6.06×10^{-3}	-3.23×10^{-1} -7.67×10^{-2}	-7.63×10^{-1} 2.51×10^{-2}	-6.81×10^{-2} 1.03×10^{-1}	-6.85×10^{-7} -4.42×10^{-6}
1st story	3.73×10^{-1} -6.60×10^{-3}	-6.66×10^{-1} -1.98×10^{-2}	5.43×10^{-1} 1.58×10^{-1}	4.34×10^{-1} -2.03×10^{-1}	-2.01×10^{-3} -8.74×10^{-4}
Boundary Layer	1.76×10^{-1} -1.77×10^{-2}	-3.76×10^{-1} 8.61×10^{-2}	4.54×10^{-1} -1.53×10^{-1}	-1.22 -3.01×10^{-1}	-6.94×10^{-1} 4.72×10^{-1}
Elastic Ground	1.71×10^{-1} -1.80×10^{-2}	-3.64×10^{-1} 8.82×10^{-2}	4.40×10^{-1} -1.58×10^{-1}	-1.21 -2.65×10^{-1}	-5.61×10^{-1} 4.48

表第1行は $|_{\nu} s|$ の小さい順に付けた次数の複素固有値を示し、上段は実数部、中段は虚数部、下段は絶対値を示す。第2行～第6行は連成系の各位置に対応する運動座標に関する各次数の正規化直交固有ベクトルで、それぞれ上段は実数部、下段は虚数部を示す。この複素固有ベクトルを用いて4.4.3における単位衝撃応答マトリックス $[g(\tau)]$ が決定されるが、このような複素構造物系において一般に現われるように、各次数の振動モードは連成系各位置における位相が異なっていることが表から明らかである。

4.4.5 連成系の周波数応答特性

4.4.4においては連成系の各種パラメータ値に対する基本的動特性の指標として固有振動数あるいは地盤への波動逸散による減衰性状などの固有振動特性について述べたが、次節以降に扱われる連成系各部の応答性状把握のためには単に固有振動性状のみならず、比較的中広い領域における周波数応答特性を知る必要がある。したがって、ここでは基本的な応答特性である連成系各部の弾性域における周波数応答の表示と若干の数値例を示す。

4.4.2の(4.40)式にもとづいて運動座標系に関する連成系の弾性域における基礎方程式は次式で表わされる。

$$\left(\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ m_0 & \\ 0 & m_n \end{bmatrix} s^2 + \begin{bmatrix} \kappa_g \kappa_H(qs) & -\kappa_0 & 0 \\ -\kappa_0 & \kappa_0 + \kappa_1 & \\ 0 & -\kappa_n & \kappa_n \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} u_g \\ u_0 \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ m_0 & \\ 0 & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} s^2 u_H \quad (4.70)$$

$$\text{あるいは} \quad [W(s)] \{u\} = -[M] \{1\} s^2 u_H = \{F(s)\} \quad (4.71)$$

$$\text{ここに} \quad [W(s)] = \begin{bmatrix} \kappa_g \kappa_H(qs) & -\kappa_0 & 0 \\ -\kappa_0 & m_0 s^2 + \kappa_0 + \kappa_1 & \\ 0 & -\kappa_n & m_0 s^2 + \kappa_n \end{bmatrix} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \quad (4.72)$$

$$\{u\} = \{u_g \quad u_0 \quad \cdots \quad u_n\}^T$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 0 & & 0 \\ & m_0 & \\ 0 & & m_H \end{bmatrix}$$

$$\{F(s)\} = -[M] \{1\} s^2 u_H$$

(4.71)式において $s = j\omega$ とすると

$$\begin{aligned} \{u(j\omega)\} &= [W(j\omega)]^{-1} \{F(j\omega)\} \\ &= [G(j\omega)] [M] \{1\} \omega^2 u_H \end{aligned} \quad (4.73)$$

したがって、運動座標系における連成系各部変位の地動変位に対する増巾率は

$$\{u(j\omega)/u_H\} = [G(j\omega)] [M] \{1\} \omega^2 = \{ \mathbf{R}(u(j\omega)/u_H) + j \mathbf{I}(u(j\omega)/u_H) \} \quad (4.74)$$

で表わされる。ここに $\mathbf{R}(\quad)$ 及び $\mathbf{I}(\quad)$ はそれぞれ実数部及び虚数部を示す。相対変位あるいは絶対変位については次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \text{相対変位} : [J] \{u(j\omega)/u_H\} &= [J] [G(j\omega)] [M] \{1\} \omega^2 \\ &= [J] \{ \mathbf{R}(u(j\omega)/u_H) + j \mathbf{I}(u(j\omega)/u_H) \} \end{aligned} \quad (4.75)$$

$$\begin{aligned} \text{絶対変位} : \{u(j\omega) + u_H\}/u_H &= [G(j\omega)] [M] \{1\} \omega^2 + \{1\} \\ &= \{ \mathbf{R}((u(j\omega) + u_H)/u_H) + j \mathbf{I}(u(j\omega)/u_H) \} \end{aligned} \quad (4.76)$$

$$\text{ここに } [J] = \begin{bmatrix} 1 & & 0 \\ -1 & & \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix}, \quad [J]^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & & 0 \\ & 1 & \\ 1 & & 1 \end{bmatrix} \quad (4.77)$$

また、連成系各部応答の位相については

$$\{ \text{Arg} \left(\frac{u(j\omega)}{u_H} \right) \} = \tan^{-1} \frac{\mathbf{I}(u(j\omega)/u_H)}{\mathbf{R}(u(j\omega)/u_H)} \quad (4.78)$$

で定義される。

数値例としては, $m_0 = 0.2$, $m_g = 1.6$ の場合の相対変位の周波数応答を Figs. 4.18 (a) ~ (c) に, 位相差を Figs. 4.19 (a) ~ (c) に示す。

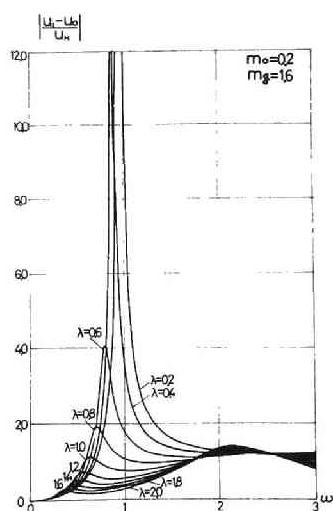


Fig.4.18(a) Amplitude characteristics of main structure.

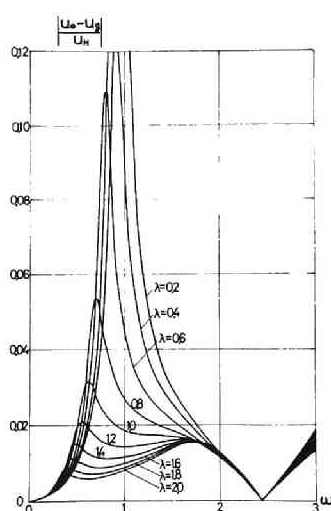


Fig.4.18(b) Amplitude characteristics of boundary layer.

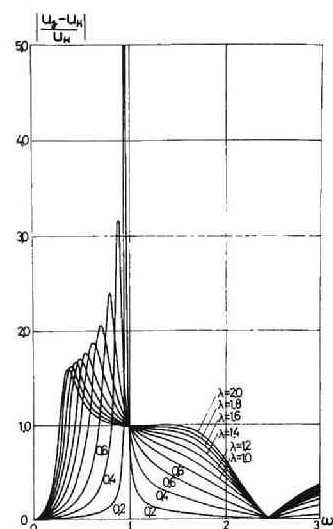


Fig.4.18(c) Amplitude characteristics of elastic ground.

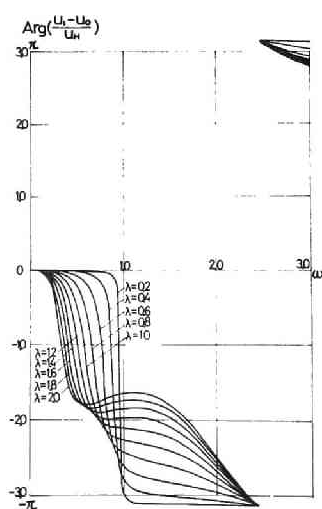


Fig.4.19(a) Phase characteristics of main structure.

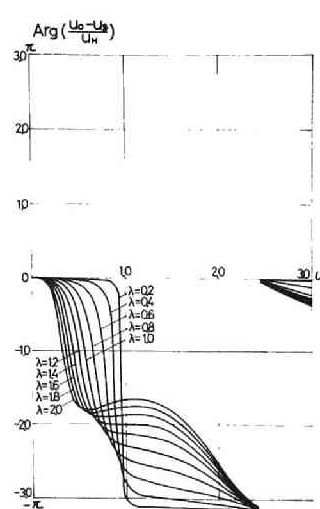


Fig.4.19(b) Phase characteristics of boundary layer.

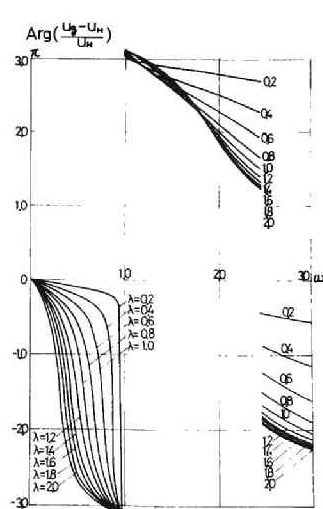


Fig.4.19(c) Phase characteristics of elastic ground.

上部構造については、 λ の小さい領域では基本固有振動数を中心として非常に sharp な特性を有するが、 λ の増加とともに基本固有振動の減衰が増加し、振巾も減少して高振動数側の振巾が卓越して来る。境界層地盤はその線形域での特性から振巾は非常に小さく、低振動数域での挙動は上部構造の場合に類似している。弾性地盤については、 λ の増加による基本固有振動の振巾の減少が比較的小さく、逆に高振動数側での増巾に乏しい傾向にある。また、位相については上部構造と境界層地盤は $\omega \leq 2.4$ で一致しているが、この領域で弾性地盤の応答とは可成りの位相差を有していることが判る。

Figs. 4.20 (a)~(c)には $\lambda = 0.6$ の場合についての絶対変位の増巾率を示している。上部構造の応答曲線の形は互いに類似し、基本固有振動に対応する共振点より高振動数側で

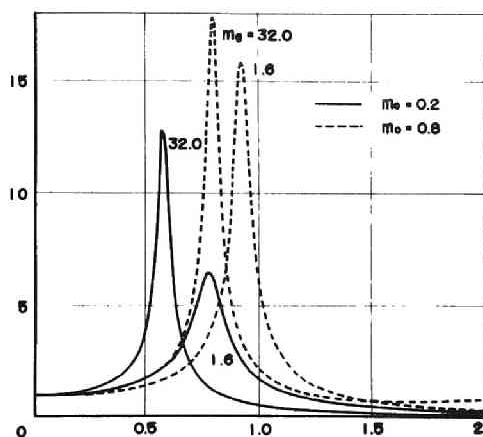


Fig.4.20(a) Amplitude characteristics of main structure.

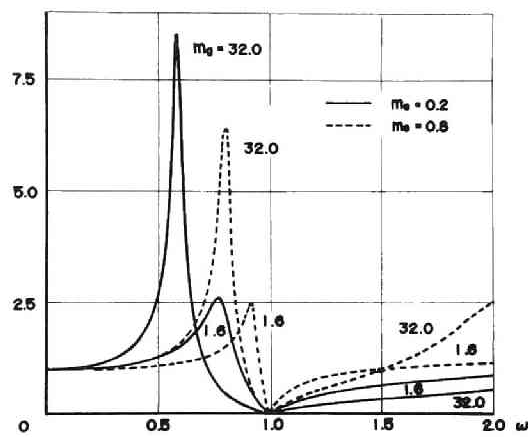


Fig.4.20(b) Amplitude characteristics of boundary layer.

は急激に減少しているが、パラメータ m_0 及び m_g の値の組み合わせによって連成系の固有振動数及び減衰性の相違が現われている。

基礎質量及び弾性地盤の応答曲線は殆んど一致し、境界層地盤の変形の寄与が僅少であることを示している。また、基礎質量の変位は $\omega = 1$ で零となっており、上部構造が dynamic absorber の作用をなしていることが判る。

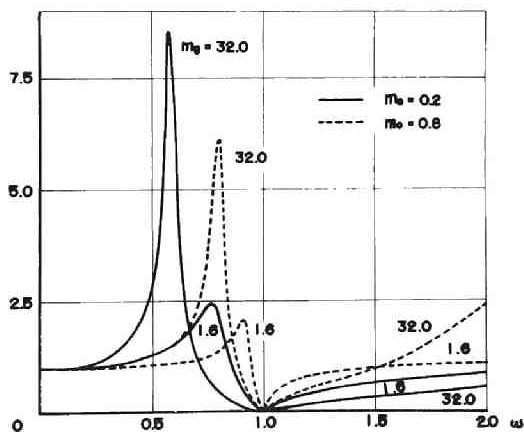


Fig.4.20(c) Amplitude characteristics of elastic ground.

以上述べて来たように、ここで設定したような地盤 — 構造物連成系の弾性域における動特性、特に地震時の挙動として卓越する基本固有振動特性は、下部構造系の連成効果が増加するとともに基本固有周期の伸長、地盤への波動逸散による減衰効果の増加及び上部構造に対する下部構造系の filter 特性の変化などで表わされるような影響を受ける。そして、これら動特性の変化は(4.53)式に定義した連成度パラメータ λ によって強く支配されるが、その他にも連成系を規定する多種のパラメータの影響を無視することは出来ない。したがって、次節以降で扱われる連成系の非定常地震応答解析においては、多くのパラメータに関する広範な領域に亘っての応答特性把握が必要とされる。

4.5 地盤 — 構造物連成系の弾性地震応答特性

4.5.1 序

弾塑性構造物の地震応答に及ぼす基礎地盤の動力学特性の影響を明らかにし、さらに構造物の動的耐震設計法における定量的な設計基礎資料を誘導するために、基礎地盤 — 質点系構造物からなる連成動力学系を設定し、多くの動力学パラメータに関する連成系の基本的な動特性についての解析を行なって来たが、本節においてはこのような連成動力学を対象として具体的な非定常地震応答解析を実施し、その結果について考察を加える。すなわち、前節に詳述された具体的な連成系モデルに関する固有振動特性あるいは周波数応答特性などの基本的な動特性を考慮しながら、構造物の動的耐震設計のための基礎資料を得ることを目的として、ランダム性地震外乱群に対して構造物の耐震安全性評価のための基本的な尺度と想定される最大応答を非定常解析から求め、ensemble 平均としての連成系各部応答特性を扱う。

ここでは主として連成系における上部構造系の応答性状に及ぼす下部構造系の影響を明確にするために、上部構造系として最も単純な系として1自由度系を採用している。そして、前節において明らかにされた弾性域における動特性との対比を計るために、上部構造及び境界層地盤の復元力特性を線形と仮定し、ランダム性地震外乱群による非定常応答の最大値に及ぼす連成動力学系及び地震外乱に関する各種パラメータの影響に着目する。また、これら最大応答の ensemble 平均量の信頼性を評価するために、最大応答の ensemble における分布性状を定量的に表わして、これについての考察も加える。したがって、その前提となる有限個の member function で構成される地震外乱群のスペクトル特性の ensemble における分布性状をスペクトル密度あるいは応答スペクトルの手法を用いて

明らかにし、これと比較することから連成系の応答特性を評価する。

4.5.2 基礎運動方程式

ここでは、まず基本的な応答特性に着目するものとして、水平方向の Ground Compliance を考慮する場合のみに限定する。したがって、上部構造系は1次元せん断形質点系とする。

運動座標に関する無次元ラプラス変換系での基礎方程式は 4.4.2 に基づいて次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} m_i s^2 u_i + \kappa_i (u_i - u_{i-1}) - \kappa_{i+1} (u_{i+1} - u_i) &= -m_i f + \sigma_i \\ i &= 1, 2, \dots, n, \quad u_n = u_{n+1} \\ m_0 s^2 u_0 + \kappa_0 (u_0 - u_g) - \kappa_1 (u_1 - u_0) &= -m_0 f + \sigma_0 \\ \kappa_g \kappa_H(qs) u_g - \kappa_0 (u_0 - u_g) &= \sigma_g \end{aligned} \right\} \quad (4.79)$$

ここで、 s は無次元基礎方程式の独立変数 τ に関するラプラス変換複素パラメータであり次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} u_i &= u_i(s) = \int_0^\infty \eta_i(\tau) e^{-s\tau} d\tau \quad C \quad \eta_i \\ \eta_i &= \eta_i(\tau) = \frac{1}{2\pi j} \int_{c-j\infty}^{c+j\infty} u_i(s) e^{s\tau} ds \end{aligned} \right\} \quad (4.80)$$

また、 $\sigma_i, \sigma_0, \sigma_g$ は初期条件演算子による非斉次項である。なお、非定常応答解析においては初期条件はすべて零、すなわち、静止状態から地震外乱を受けるものとする。

(4.79) 式で示される無次元基礎方程式の独立変数、従属変数は有次元量に対して次の関係で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \sqrt{\frac{K}{M}} T, \quad u_i = U_i - F_H C \quad \eta_i = \frac{Y_i - \bar{Y}_H}{\Delta}, \quad U_i C \frac{Y_i}{\Delta} \\ F_H C \frac{\bar{Y}_H}{\Delta}, \quad f &= s^2 F_H C \alpha \cdot \alpha(\tau), \quad \alpha = \frac{A\bar{M}}{B} \end{aligned} \right\} \quad (4.81)$$

$$\alpha(\tau) = \frac{d^2}{dT^2} \left(\frac{\bar{Y}_H}{A} \right)_{T=\sqrt{M/K} \tau}$$

ここに、 T ：時間

Y_i, Y_0, Y_g ：上部構造 i 質点，下部質量，弾性基礎地盤の静止座標に関する変位

\bar{Y}_H ：地震外乱の静止座標に関する変位

A ：地震外乱の最大加速度振幅

$\bar{M}, \bar{K}, \bar{\Delta}, \bar{B} = \bar{K}\bar{\Delta}$ ：質量，剛性，変位，強度の基準量

である。また，上部構造の質量及び剛性については次式で定義する。

$$m_i = \frac{M_i}{\bar{M}}, \quad \kappa_i = \frac{K_{i1}}{\bar{K}}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (4.82)$$

ここに、 M_i ：上部構造 i 質点質量

K_{i1} ：上部構造 i 層剛性

である。下部構造のうち，下部質量 M_0 及び，境界層地盤剛性 K_{01} についての無次元表示は同様にして次式で与えられる。

$$m_0 = \frac{M_0}{\bar{M}}, \quad \kappa_0 = \frac{K_{01}}{\bar{K}} \quad (4.83)$$

次に弾性地盤に関する等価的な質量，剛性の無次元表示は次式で与えられる。

$$m_g = \frac{M_0}{\rho b^3}, \quad \kappa_g = \frac{\mu b}{\bar{K}} \quad (4.84)$$

ここに、 b ：長方形基礎の振動方向辺長の $\frac{1}{2}$

ρ ：弾性地盤の密度

μ ：弾性地盤の剛性

を示す。Dynamic Ground Compliance から近似された弾性基礎地盤の力 — 変位伝達関数は

$$\kappa_H(qs) = \frac{c}{b} \frac{(qs)^2 + c_1(qs) + c_0}{d_1(qs) + d_0} = \kappa_H(s') \quad (4.85)$$

を表わす。ここで、

$$s' = j\omega', \quad \omega' = q\omega, \quad \tau' = \tau/q \quad (4.86)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega' &= b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \Omega = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \sqrt{\frac{K}{M}} \omega \\ \tau' &= \frac{1}{b} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} T = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \sqrt{\frac{M}{K}} \tau \end{aligned} \right\} \quad (4.87)$$

さて、弾性地盤の伝達特性として (4.85) 式が与えられると、この弾性地盤上に下部質量 M_0 が載っている時の、すなわち、境界層地盤の剛性は無限に大きいとした時の弾性域における下部構造系のみの無次元基本固有円振動数 ${}_1\omega'_g$ は m_g のみの関数として

$$-m_g \omega'^2 + \kappa_H(\omega') = 0 \quad (4.88)$$

の 1 組の複素根の虚数部として得られ、

Table 4.2 に示す通りである。

Table 4.2 Nondimensional fundamental natural frequency of a ground-foundation system.

下部構造と質点系上部構造を接続して連成動力学系を構成する際に、4.4.2 で扱ったように下部構造と上部構造の連成度を表わすパラメータとして現実の地盤 — 構造物系について定量化が容易と考えられる量 λ を、下部構造のみの基本固有円振動数 ${}_1\Omega_g$ に対する基礎固定とした時の上部構造の基本固有円振動数 ${}_1\Omega_g$ の比として導入する。

m_g	${}_1\omega'_g$
1.6	1.1066
3.2	1.0101
4.8	0.9113
6.4	0.8317
8.0	0.7682
16.0	0.5800
32.0	0.4240

$$\lambda = \frac{{}_1\Omega_s}{{}_1\Omega_g} = \frac{{}_1\omega_s}{{}_1\omega_g} = \frac{{}_1\omega'_s}{{}_1\omega'_g} \quad (4.89)$$

(4.89) 式の λ と Table 4.2 の ${}_1\omega'_g$ を用い、さらに (4.86) 式、(4.87) 式とによって

$$q = \lambda \frac{{}_1\omega'_g}{{}_1\omega_s} = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (4.90)$$

として q が定められるが、この場合 (4.83) 式, (4.84) 式, (4.89) 式および (4.90) 式の m_0 , m_g , κ_g , λ , q は互に独立に定め得ず

$$m_0 = m_g q^2 \kappa_g = m_g \lambda^2 \kappa_g \left(\frac{{}_1\omega'_g}{{}_1\omega_s} \right)^2 \quad (4.91)$$

の関係で表わされる。したがって有次元量として定量化の容易なパラメータの組み合わせとして幾つかの場合が考えられるが、ここでは上部構造との関連において下部質量の比 m_0 , 下部質量と弾性地盤の質量比 m_g , 上部構造の対下部構造基本固有振動数比 λ を独立なパラメータに選ぶ。したがって、弾性地盤の等価剛性比 κ_g あるいは弾性地盤の無次元せん断波速度 $1/q$ などは従属して定まるパラメータとなり、 m_0 , m_g , λ の変化に応じて異なる値を採ることになる。

Table 4.3 Values of nondimensional parameters κ_g and $1/q$ and equivalent damping ratio ${}_1h_{eq}$ and elongation factor ${}_1\omega_s/{}_1\omega$ of period for fundamental natural mode.

λ	$m_g = 1.6$		3 2.0	
	κ_g $1/q$	${}_1\omega_s/{}_1\omega$ ${}_1h_{eq}$	κ_g $1/q$	${}_1\omega_s/{}_1\omega$ ${}_1h_{eq}$
0.2	2.55	1.04	0.869	1.10
	4.53	0.00510	11.80	0.00505
0.4	0.638	1.13	0.217	1.36
	2.26	0.0331	5.90	0.0233
0.6	0.284	1.27	0.0966	1.72
	1.508	0.0832	3.94	0.0404
0.8	0.1595	1.46	0.0543	2.12
	1.130	0.1384	2.95	0.0512
1.0	0.1021	1.70	0.0348	2.56
	0.904	0.1840	2.36	0.0575
1.2	0.0709	1.97	0.0241	3.00
	0.754	0.217	1.967	0.0615
1.4	0.0521	2.25	0.01774	3.46
	0.645	0.239	1.686	0.0640
1.6	0.0399	2.54	0.01358	3.92
	0.565	0.254	1.476	0.0657

例えば、ここで後述の応答解析に用いたパラメータ値である次の諸数値を与えて κ_g , $1/q$ 等補助パラメータの関係を示すと Table 4.3 のようになる。すなわち、上部構造を 1 質点系とし、質量と剛性を

$$m_1 = \kappa_1 = 1$$

下部質量と境界層地盤の剛性を

$$m_0 = 0.2, \quad \kappa_0 = 40$$

としている。なお、Table 4.3 には連成系の基本的な動特性の指標として 4.4.3 で扱った下部構造連成に伴う基本固有周期の伸長比 ${}_1\omega_s/{}_1\omega$ 及び地盤への波動逸散減衰の基本固有振動に対する等価減衰比 ${}_1h_{eq}$ を併記してある。

4.5.3 地震外乱群の特性

構造物系の地震応答解析においては、構造物内において過去に記録された地盤をも含めた構造物系の応答と考えられる強震計の記録波形を地震外乱の波形関数として選ぶ場合が多い。あるいは構造物周辺の地盤を含めて、地盤系の伝達特性を一自由度系の特性として表わし、white noise を filter して振動数特性を持たせ、これを応答解析用の地震外乱として想定する研究も行なわれている。本研究では、構造物周辺の基礎地盤の特性を動力学系モデルに含めて考えるものであり、このような予め与えられた特性を持つ地震外乱を想定することは適当でなく、しかも、このような条件のもとで、強震記録を数多く入手することは勿論、未だ小数例も得られていない現状では、地震外乱群の予め規定された振動数特性を考慮外におくために、確率統計的に表現される一群の band limited whited noise を地震外乱として用いる。

すなわち、過去の強震記録波形に見られる比較的顕著な振動数領域の上下限を若干広げる意味で、white noise generator の出力を公称上下限振動数比 50 : 1 の band pass filter を通して band limited white noise を得、通常の強震継続時間と同程度の継続時間として上限振動数における波の周期の 30 倍、下限振動数に対しては 0.6 波分の長さを切り出し、波形関数として 12 の member function を採用した。各波形関数の振巾の自乗平均値を等しくしてそれぞれの member function の intensity を揃えた。

こうして得られた地震外乱の波形関数 $x(t)$ は A-D 変換の後次式によって $x_{Td}(t)$ に近似した。

$$x(t) \simeq x_{T_d}(t) = x(0) \left\{ s(t) - s\left(t - \frac{1}{2}\Delta t\right) \right\} + \sum_{k=1}^n x(k\Delta t) \left\{ s\left(t - \left(k + \frac{1}{2}\right)\Delta t\right) - s\left(t - \left(k - \frac{1}{2}\right)\Delta t\right) \right\} \quad (4.92)$$

ここに、 $T_d = n\Delta t$ 、また、 $s(t)$ は unit step function を表わす。また $x_{T_d}(t)$ の Fourier 変換は

$$X_{T_d}(j\omega) = \int_0^{T_d} x_{T_d}(t) e^{-j\omega t} dt = \mathbf{R}(X_{T_d}(j\omega)) + j\mathbf{I}(X_{T_d}(j\omega)) \quad (4.93)$$

で表わされ、これを用いて各 member function の Fourier 変換から power spectrum $S(\omega)$ を次式により求めた。

$$S(\omega) = |X_{T_d}(j\omega)|^2 / T_d = |\mathbf{R}(X_{T_d}(j\omega)) + j\mathbf{I}(X_{T_d}(j\omega))|^2 / T_d \quad (4.94)$$

これらを ensemble 平均することによって求めた地震外乱群の平均 power spectrum を Fig. 4.21 に示す。図は各 member function の自乗平均値を 1 として Fourier spectrum の平均値を示したもので、横軸の Ω_u は上限円振動数である。図から明らかなように、12 の member function についての平均では未だ振動数に関する power の変動は非常に大きく、 Ω_u / Ω で定義されるパラメータについてこの変動を示すと、2～2.5 では power は高く、3 では低い値となり、4～5 で再び高く、5.5～6 で急激に低く、7～10 で高い値を示している。後述の応答値との関連を調べる意味で、小区間の振動数域についての変動を、power の 1/2 乗すなわち、振巾について、個々の member function の特性の分布性状を平均値 E と標準偏差 \sqrt{v} の比で示すと Table 4.4 の通りである。

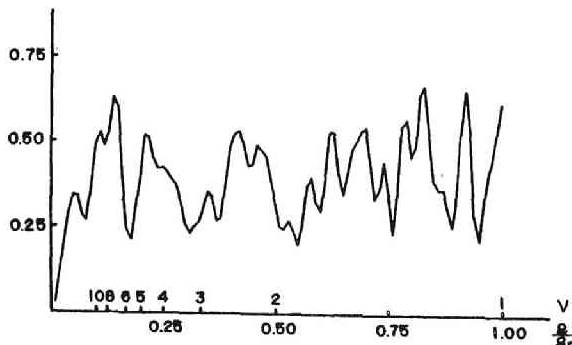


Fig.4.21 Average Fourier power spectrum of acceleration excitation.

Table 4.4 Variation of power spectral density of each excitation pattern.

$\mathcal{Q} / \mathcal{Q}_u$	ν	E / \sqrt{V}
0 ~ 0.1	~ 10	3.30
0.1 ~ 0.2	10 ~ 5	3.69
0.2 ~ 0.3	5 ~ 10/3	2.80
0.3 ~ 0.4	10/3 ~ 5/2	5.05
0.4 ~ 0.5	5/2 ~ 2	4.70
0 ~ 0.5	~ 2	8.66

また、各 member function の絶対最大振巾については、平均値 2.93, 標準偏差 0.295, その比 9.92, 最大値 3.67, 最小値 2.57 であった。すなわち、各 member function の特性のうち、最大振巾の分布は比較的狭い領域内に留まるが、小区間の振動数域における power の変動は可成り大であり、sharp な filter 特性を示す系に対してはその応答量の変動も大きくなることが予想される。

一方、入力のスเปクトル特性を単純な系の出力の形で表現するもの^[4.33]として、12 の外乱による平均速度応答スペクトル (s_v) を示したものが Fig. 4.22 である。縦軸は任意スケールとして有次元の地震外乱最大加速度振巾 A と前述の Ω_u を用いて示し、横軸には ν すなわち、 Ω_u に対する 1 自由度系の固有円振動数 ω を採用している。この図では系の伝達特性によって smoothing がなされるために、Fig. 4.21 に比較して平滑化され、減衰比 h の増加とともに幅広い振動数域をおおうために ν に関する変動は小となっている。しかし、Fig. 4.21 で指摘されるように、 $\nu = 2 \sim 3$ でやや小さく、4 でやや大となり、

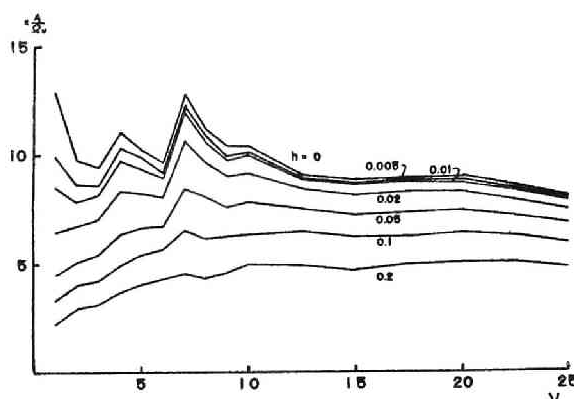


Fig.4.22 Average pseudo-velocity response spectra of acceleration.

6で小さく、7附近で急激な peak を示し、8～12で幾分変動はあるものの長周期側では比較的平坦となっている。また、Table 4.5 には各 member function による速度応答スペクトルの平均値の標準偏差に対する比を示したもので、傾向としては減衰比が増すほど、或いは周期が短いほど大きい値を示し、応答値の分布が狭域に留まることを示している。しかし、特に短周期領域では ν による変動が h による変動より大であり、このような外乱を受ける系の応答は、0～20 % 程度の減衰比の範囲では減衰比よりも外乱の power の卓越した振動数の影響を受け易いようである。

Table 4.5 Ratio of average response to its standard deviation.

ν	$h = 0$	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2
1	3.07	3.98	4.43	5.04	7.07	10.81	13.96
2	2.23	2.58	2.92	3.58	5.57	6.23	6.41
3	5.71	5.42	5.43	5.56	5.24	8.00	8.84
4	2.55	2.74	2.83	3.14	4.27	6.57	10.45
5	3.44	3.67	3.98	4.55	5.82	6.83	8.22
6	2.97	3.02	3.02	3.32	4.14	5.66	6.97
7	2.69	2.70	2.72	2.85	3.15	3.71	4.69
8	2.19	2.19	2.21	2.36	2.53	2.88	3.77
9	2.26	2.30	2.31	2.39	2.65	2.63	3.42
10	2.11	2.11	2.10	2.11	2.20	2.48	3.07
12.5	2.58	2.57	2.54	2.51	2.49	2.57	2.63
15	2.45	2.45	2.44	2.45	2.46	2.48	2.83
17.5	2.17	2.15	2.16	2.23	2.38	2.66	2.93
20	2.03	2.04	2.04	2.10	2.26	2.54	3.12
22.5	2.21	2.23	2.23	2.32	2.51	2.78	3.46
25	2.42	2.44	2.43	2.51	2.67	2.91	3.17

4.5.4 非定常地震応答解析

4.5.2 における (4.79) に示される基礎方程式の非斉次項 f は (4.81) 式に定義されるように無次元地震加速度外乱 $\alpha \cdot \alpha(\tau)$ を表わし、 α は無次元地震外乱の最大加速度振巾を与えるもので、地震外乱強度パラメータとして規定される。 α と上部構造のベースシャー係数 \bar{s} との関係は、ここで扱っているように上部構造を 1 質点系とすると

$$\alpha = \frac{A\bar{M}}{\bar{B}} = \frac{A}{\bar{s}g} = \frac{A/g}{\bar{s}} \quad (4.95)$$

で与えられ、地震外乱の最大加速度振巾を震度の形 A/g で規定すると、 α は震度のベースシャー係数に対する比を示す。ここでは弾性応答解析を対称とするため規準的な量として $\alpha=1$ とおいている。

$\alpha(\tau)$ は 4.5.3 に規定したように band limited white noise から有限継続時間を切り出して採用した各 member function の波形関数を示す。これらの各 member function は振巾の自乗平均値を等しくして、確率統計的な意味での intensity を一定にしてあるために、各波形関数の絶対最大値はそれぞれ異なり、前述のように自乗を 1 とすると 12 の member function の絶対最大値は 3.67 ~ 2.57 の間に分布している。ここでは、 α の定義とのために member function の内の最小の絶対最大値を使用し、各 member function の自乗平均値は等しくしている。

つぎに、地震外乱と構造物系の振動数関係を示す無次元パラメータとして次式で ν を定義する。

$$\nu = \frac{\Omega_u}{{}_1\Omega_s} = \frac{\omega_u}{{}_1\omega_s} = \frac{\omega'_u}{{}_1\omega'_s} \quad (4.96)$$

すなわち、基礎固定の上部構造の基本固有振動数に対する band limited white noise の上限円振動数の比で示されるパラメータである。連成系の基本固有円振動数はここで対象としたパラメータの領域内で、Table 4.3 に示されるように最小 ${}_1\Omega_s/3.92$ となり、 ${}_1\Omega$ が band limited white noise の上下限円振動数域にあるためには

$$1 < \nu < 50/3.92 \div 12.8$$

である必要があり、ここでは

$$\nu = 2, 5 \quad \nmid \quad 10$$

の場合を対象として応答解析を行なう。

連成動力学系の各部応答量として、ここでは上部構造、境界層地盤、弾性地盤の各相対変位の絶対値のみを考察の対象とした。すなわち、

$$\text{上部構造} \quad r_{r1} = \frac{|Y_1 - Y_0|_{\max}}{\bar{\Delta}} \quad \left| \right.$$

$$\left. \begin{aligned}
 \text{境界層地盤} \quad r_{r0} &= \frac{|Y_0 - Y_g|_{\max}}{\Delta} \\
 \text{弾性地盤} \quad r_{rg} &= \frac{|Y_g - \bar{Y}_H|_{\max}}{\Delta}
 \end{aligned} \right\} \quad (4.97)$$

で示される無次元相対変位の絶対最大値についてであり、ここでは Δ として上部構造復元力特性の弾性限変位を採用しているので、上部構造については靱性率そのものを示し、境界層については靱性率の1/40を示している。(4.97)式で定義された地盤—構造物系の各部応答量を、各種パラメータ値の組み合わせに対して地震外乱の12の member function についての非定常応答解析から求め、その ensemble 平均、平均値の標準偏差に対する比を求めた。これらの諸量は次式に示す通りである。

$$\left. \begin{aligned}
 Er_{ri} &= \langle r_{ri} \rangle \\
 \sqrt{Vr_{ri}} &= \{ \langle (r_{ri} - Er_{ri})^2 \rangle \}^{1/2} \\
 Er_{ri}/\sqrt{Vr_{ri}} &= \langle r_{ri}/\sqrt{Vr_{ri}} \rangle \\
 a &= \max \frac{r_{ri} - Er_{ri}}{\sqrt{Vr_{ri}}} \\
 b &= -\min \frac{r_{ri} - Er_{ri}}{\sqrt{Vr_{ri}}}
 \end{aligned} \right\} \quad (4.98)$$

$i = g, 0, 1$

ここに $\langle \rangle$ は12の member function についての平均を表わす。 Er_{ri} は各種パラメータに関する応答量の平均的な変動の傾向を、 $\sqrt{Vr_{ri}}$ はその応答量の拡がりの巾を、 $Er_{ri}/\sqrt{Vr_{ri}}$ は正規化された分布性状を、 a 及び b は分布性状とともに正規化された応答量の拡がりの巾を示す指標として採用している。

4.5.5 結果とその考察

前節までに述べて来たような地盤—構造物の連成系の非定常地震応答解析の結果について、弾性域における応答性状について考察する。

Figs. 4.23, 4.24 は(4.97)式及び(4.98)式に定義された連成系各部の無次元相対変

位の絶対最大値を上部構造の仮定の弾性限変位に対する比で表わし、12の異なる地震外乱に対する平均として $E\tilde{\gamma}_{r1}$, $E\tilde{\gamma}_{r0}$, $E\tilde{\gamma}_{rg}$ で示している。 α の値を1として縦軸のスケールを示したが、弾性域のみに限定して復元力特性の第2分枝剛性比は1の場合である。

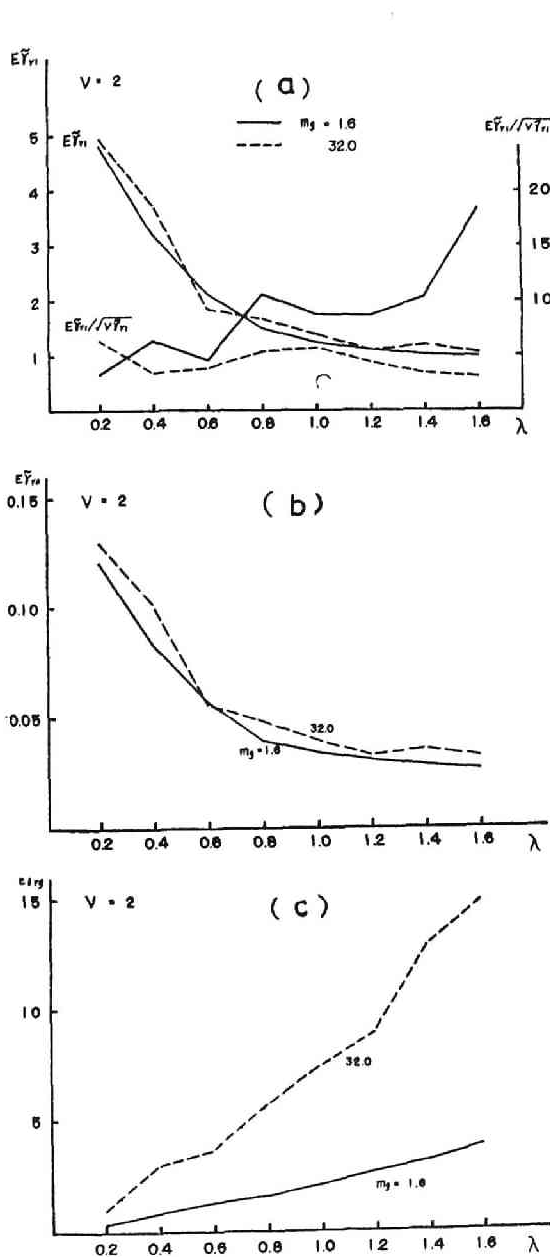


Fig.4.23 Average elastic response diagrams of maximum relative displacement; $\nu = 2$.

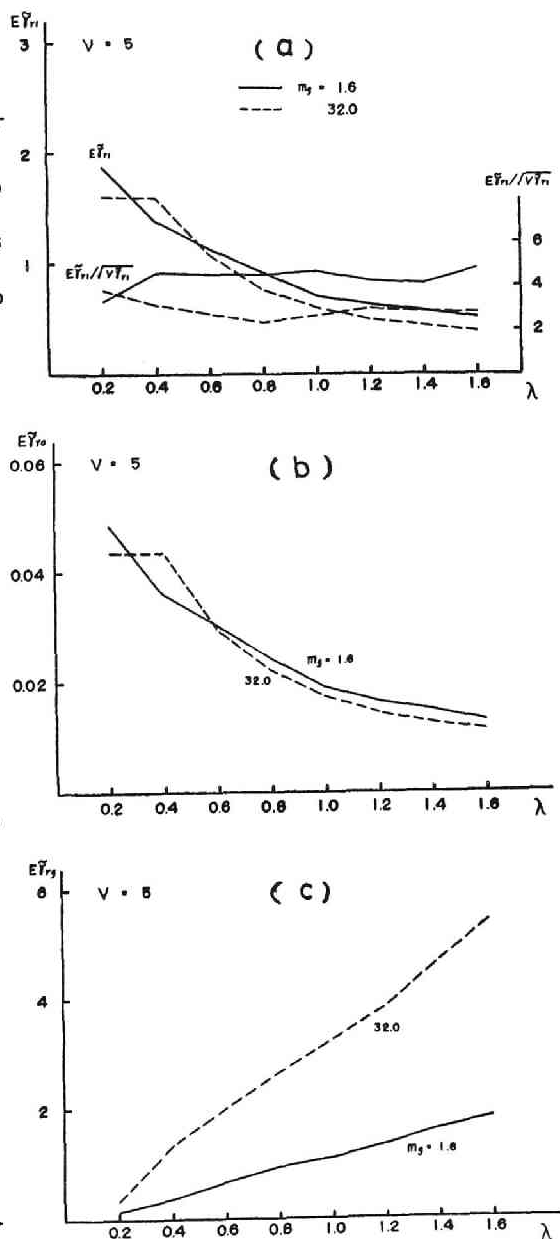


Fig.4.24 Average elastic response diagrams of maximum relative displacement; $\nu = 5$.

i) 上部構造の応答特性

Figs. 4.23 (a)及び4.24 (a)に示される上部構造応答 $E\tilde{\gamma}_{r1}$ は、 $m_g = 1.6$ 及び 32.0 について $\nu = 2$ 及び 5 の場合いずれも λ に関する明瞭な減少関数である。この理由として次の諸点を指摘出来る。(1) λ の増大によって弾性地盤が軟かくなり、連成系の基本固有周期が長くなる。また、応答靱性率スペクトルは応答加速度スペクトルあるいは応答せん断力スペクトルに同等なものであり、無減衰1自由度系が white noise 入力を受ける時の定常状態における応答せん断力スペクトルは振動数の $1/2$ 乗に比例すること^[4.33] から類推出来るように、加速度 — 加速度あるいは加速度 — 力の伝達特性として作用する filter 効果が振動数の減少とともに高まることによるものと考えられる。この基本固有周期の伸び率は Table 4.3 にも示すように、 $\lambda = 1.6$ とすると $m_g = 1.6$ の場合は 2.54 に達し、32.0 の場合は 3.92 となる。非定常性を無視するものとして靱性率応答が系の基本固有振動数の $1/2$ 乗に比例するものとすれば、同程度の粘性減衰比を有する場合は $\lambda = 0$ の場合に比較して $\lambda = 1.6$ の場合は、系の応答量は $m_g = 1.6$ については約 63 %、32.0 については約 50 %になると考えられる。(2) また、 λ の増加に伴なって連成系の基本固有周期が伸びることによって、基本固有周期に対する外乱の継続時間が相対的に短くなり、非定常性の増大によって応答量が未だ小さい領域にある場合が考えられる。 $\nu = 5$ の場合、 $m_g = 32.0$ 、 $\lambda = 1.6$ の系については、非定常性を表わす envelop 関数値は次の値となる。

$$\sqrt{1 - \exp(-2 \cdot 1 h_{eq} \omega \tau_d)} = 0.846 \quad (4.99)$$

ここに τ_d は外乱継続時間である。したがって定常状態に入っている場合に比較して約 15 %程度応答量が小さく評価されることになる。しかし、 $m_g = 1.6$ 、 $\lambda = 1.6$ の場合、あるいは $\nu = 2$ 、 $m_g = 1.6$ または 32.0、 $\lambda = 1.6$ の系についてはこの影響は殆んど無視することが出来る。なお、非定常のみを問題とするならば、むしろ減衰性の非常に小さい $\lambda = 0.2$ の場合に、応答量が $\nu = 2$ に対して約 22~24 %、 $\nu = 5$ に対して約 45 %程度定常状態の応答値より小さく評価されていることに注目すべきであろう。(3) あるいは Table 4.3 に示されるように、 λ の増大によって弾性地盤における波動逸散に伴う等価減衰比が増加する傾向を有しており、この減衰効果による応答量制御の結果として λ に関する減少関数として現われたとも考えられる。ただし、 m_g の値によってこの効果には可成り大きい差が生じ、 $m_g = 1.6$ の場合は 0.5 %から 25.4 %へと増加しているが、32.0 の場合は 0.5 %から 6.6 %程度への増加に留まっており、その応答制御効果は $m_g = 1.6$ の場合に比較して小さいものであろう。

つぎに、パラメータ m_g の値によって上部構造の応答性状が如何に影響を受けるかについて見ると、一般的傾向として両者の応答量の絶対値は大体において等しいと考えられ、 λ を等しく採った場合には m_g は上部構造の応答に対して大きな影響を示す決定的なパラメータではないようである。この理由としては λ の小さい領域では Table 4.3 から判る様に連成系の動力学特性を示す指標として応答量制御効果の大きい ${}_1\omega_s/{}_1\omega$ および ${}_1h_{eq}$ の値には大差なく、また λ の大きい領域では filter 効果および相対的な地震外乱継続時間の影響と減衰性の効果が相殺して、ほぼ同程度の応答量を与えていると考えられる。しかしながら、応答図を詳細に検討すると、地震外乱の power の振動数に関する激しい変動によって連成系の基本固有振動数との関係で、 $m_g = 32.0$ の方が応答量に凹凸の生じかける傾向がある。これは連成系の有する filter 効果、非定常性、減衰性のいずれもが応答に対する地震外乱の power スペクトルの局所的な影響を受け易くしており、4.3.3 でも述べたように非常にバラツキの多い入力 ensemble であることから、応答量がその変動を表わしていると考えられる。すなわち、 $m_g = 32.0$ の場合 Fig. 4.23 (a) の $\lambda = 0.6$ での dip は $\nu = 3 \sim 3.5$ での地震外乱の power の低い所と一致し、同じく $\lambda = 1.2$ でも $\nu = 6$ の power スペクトルの谷に、 $\lambda = 1.4$ では $\nu = 7$ の power スペクトルの peak に一致している。 $m_g = 1.6$ の場合は $\lambda = 0.8 \sim 1.0$ が $\nu = 3 \sim 3.5$ に対応するが、 ${}_1h_{eq}$ が 14 ~ 18 % と大きく、応答量の変動を可成り平滑化している。Fig. 4.24 (a) についても $m_g = 32.0$ の場合、 $\lambda = 0.2$ が $\nu = 6$ の power の低い所に、 $\lambda = 0.4$ が $\nu = 7$ の power スペクトルの peak に一致して滑らかさを欠いた変動を示し、 $m_g = 1.6$ についても $\lambda = 0.6 \sim 0.8$ が $\nu = 7$ の peak によってやや高い値を示していることが判る。

このように入力としての地震外乱の power スペクトルの局所的な影響の現われ易さの尺度として、Fig. 4.23 (a) 及び 4.24 (a) に $E\tilde{\gamma}_{r1}/\sqrt{V\tilde{\gamma}_{r1}}$ として ensemble における応答量のバラツキの状況を示している。減衰性の大きいあるいは振動数に関して比較的平坦な広い振動数域を覆った伝達特性を有する系では、この値は高い値を示し、局所的な power スペクトルの影響を強く受ける系では入力 power スペクトルが局所的には乱れている前提に立ってこの値は低い値となる。図から判断されるところでは、 $m_g = 1.6$ の場合が大体において高い値を示し、特に $\nu = 2$ の場合、減衰性が増すと急激に大きい値を示している。また、この値の変動の状況を Table 4.5 の 1 自由度系の場合と比較して見ると、Fig. 4.23 (a) で $m_g = 1.6$ の場合、 $\lambda = 0.8$ で高い値を示しているのが Table 4.5 の $h = 0.1$ 、 $\nu = 3$ に、 $m_g = 32.0$ の場合、 $\lambda = 0.8 \sim 1.0$ が $h = 0.05$ 、 $\nu = 5$ にそれぞれ対応していることが判る。

ii) 下部構造の応答特性

次に境界層地盤の応答性状 $E\tilde{\gamma}_{r0}$ については Figs. 4.23(b) 及び 4.24(b) に示すように $E\tilde{\gamma}_{r1}$ との類似性が強く、 λ の小さい領域では $E\tilde{\gamma}_{r1}$ の 1/40 倍強が $E\tilde{\gamma}_{r0}$ に相当している。これは下部構造の静止座標からの動き、すなわち基礎方程式 (4.79) 式における慣性項 $m_0 s^2(u_0 + F_H)$ が非常に小さく、殆んど上部構造と境界層地盤の復元力のみのもつり合いが保たれている状態、dynamic absorber に近い状態にあるのではないかとと思われる。 λ の値が大きくなって来るとこの状態は消えて、時系列として見た応答波形にも類似性が薄れ、両者の比は 40 よりも小となり下部質量の慣性項の影響をも含めた連成系の応答性状を示すようになって来る。

弾性地盤の応答は Figs. 4.23(c) 及び 4.24(c) に $E\tilde{\gamma}_{rg}$ として示されるが、 λ に関する明瞭な増加関数で、Table 4.3 から判断されるように弾性地盤の等価剛性比 κ_g は λ^2 に反比例して小となって行き、したがって境界層地盤の復元力とつり合うために変位応答は λ について当然の増加を示す。弾性地盤の剛性は (4.85) 式に示されるように振動数の関数であるが、(4.85) 式において $s = 0$ とすると

$$\kappa_H(0) = \frac{c}{b} \cdot \frac{c_0}{d_0} = 6.15 \quad (4.100)$$

として弾性地盤の静的剛性が得られる。(4.79) 式の第 3 式に対応するものとして、 $\kappa_g \kappa_H(0) E\tilde{\gamma}_{rg} / \kappa_0 E\tilde{\gamma}_{r0}$ 、すなわち弾性地盤の応答量を静的剛性のみで評価した場合を実際の応答量に対する比として求めてみると Table 4.6 に示すような結果を得る。 $m_g = 1.6$ の

Table 4.6 Ratio of statical stiffness to simulated dynamical stiffness of elastic ground.

λ	$m_g = 1.6$		$m_g = 32.0$	
	$\nu = 2$	5	$\nu = 2$	5
0.2	1.00	0.99	0.96	1.01
0.4	0.97	0.96	0.98	1.01
0.6	0.95	0.91	0.97	1.00
0.8	0.95	0.88	0.98	0.99
1.0	0.94	0.87	1.01	0.99
1.2	0.93	0.86	1.01	0.98
1.4	0.88	0.85	0.98	1.00
1.6	0.88	0.84	0.97	1.00

場合は λ が増加すると、この比の値は小さくなり、 $\lambda = 1.6$ では 12～16 % 減少する。一方、 $m_g = 32.0$ では若干の変動はあるが定性的な傾向としては一定で殆んど 1 に近いと見てさしつかえない。この結果は $m_g = 32.0$ については、この範囲での弾性地盤の動力学特性のうち剛性の評価としては、静的剛性で比較的精度良く表現出来るが、 $m_g = 1.6$ の場合は λ の増加とともに弾性地盤の等価剛性が静的剛性よりも増加していることを示している。更にまた、 ν の値が増大することによって一層この傾向は明らかとなって示される。このことは下部構造のみの伝達特性が $m_g = 1.6$ の場合は 32.0 の場合に比較して高振動数側に peak を有し、かつ、減衰性の大きい振動数に関して平坦な関数として表わされ、 λ および ν の増加によって地震外乱の振動数域が弾性地盤に対して相対的に高い側に移動し、したがって基本固有振動数よりも高い振動数域の地震外乱の影響が相対的に増加して、その結果として等価剛性として高められたものと考えられる。一方、 $m_g = 32.0$ の場合は下部構造のみの伝達特性として比較的低振動数域で sharp な filter 特性を有するために、高振動数域の地震外乱の影響が少なく、弾性地盤の応答量は殆んど静的剛性での評価との差を生じないものと言えよう。

以上の考察から、弾性域における地盤—構造物連成系の応答特性を要約すると次のように指摘出来る。

弾性地盤、境界層地盤および基礎質量からなる下部構造系が、質点系上部構造と接続されて連成系を構成する時、上部構造に対する下部構造の連成度を示すパラメータ λ の値が増大するとともに、地盤—構造物連成系の基本固有周期は伸長し、したがって、連成系の地震外乱に対するフィルター作用は低振動数域に偏った形で示され、low pass 形の特性が強調される。また、弾性地盤における波動逸散減衰の効果も増大し、その結果、上部構造および境界層地盤の靱性率応答は抑制される。一方、弾性地盤の等価剛性は、連成度パラメータ λ の自乗に反比例して低下し、その応答量は λ に関して増加する傾向が顕著である。一般に、 λ の増大に伴う低振動数域に偏在する極端なフィルター特性によって、連成系各部の応答量はその基本固有振動数と一致する振動数付近における地震外乱の power スペクトルの局所的な影響を受け易く、特に、減衰性の比較的乏しい $m_g = 32.0$ の場合にこの影響が大きく現われる。また、振動数の関数として導入された弾性地盤の動力学特性は、連成度が増加するとともに地震外乱の power の卓越する振動数域が下部構造のみの基本固有振動数より高い側に移るにしたがって、その静的剛性による評価と比較して、連成系各部の応答量を僅かながら抑制する効果として現われ、特に $m_g = 1.6$ の場合にその傾向が明らかである。

4.6 地盤—構造物連成系の弾塑性地震応答特性

4.6.1 序

4.5 においては、ランダム性地震外乱に対する線形系の非定常応答解析を扱い、弾性域における連成系各部の応答特性について考察した。そして、上部構造の応答は下部構造系の連成効果によって抑制され、特に、軟質地盤上の剛構造物においてその効果が著じるしいことが明らかとなった。本節ではこれに引き続いて、弾塑性復元力特性を有する連成系に対して同様な非定常応答解析を実施し、連成系の弾塑性地震応答特性の考察を行なう。

地盤—構造物連成系の弾塑性挙動としては、構造物周辺の地盤の非線形化及び構造物が終局状態に至る過程での非線形化と云う異種の要因を有しており、連成系の応答特性に及ぼすそれぞれの影響は未だ明確にされていない。したがって、ここではまず、両者の影響について単独に連成系応答解析から評価し、これを明らかにした上で通常予想されるような非線形地盤連成を考慮した構造物の弾塑性応答特性の解析を扱う。すなわち、構造物周辺の地盤の非線形化を模擬するために既に設定した境界層地盤の非線形化が弾性上部構造の応答特性に及ぼす影響を最初に考察し、ついで、線形の特性で表わされる下部構造連成作用が上部構造の弾塑性応答に如何なる効果をもたらすかについて検討を行ない、最後に両者を総合した連成系弾塑性応答特性の解析を扱う。

4.6.2 地盤の弾塑性特性の上部構造応答に及ぼす影響

4.5 で扱った線形の地盤—構造物連成系に対して、ここでは境界層地盤の降状を考慮した下部構造系の弾塑性特性の連成系各部応答、特に上部構造応答に及ぼす影響を考察する。採用した境界地盤の非線形特性は bilinear 履歴特性とし、パラメータ値は(4.45)式において

$$\kappa_o = \frac{K_{o1}}{\bar{K}} = 40, \quad \delta_o = \frac{\Delta_o}{\bar{\Delta}} = 0.025, \quad \beta_o = \frac{B_o}{B} = \kappa_o \delta_o = 1, \quad r_o = \frac{K_{o2}}{K_{o1}} = 0.05$$

としている。また、上部構造については、弾塑性下部構造系の影響を明確に把握するために線形1自由度系を採用し、

$$m_1 = \kappa_1 = \delta_1 = \beta_1 = r_1 = 1$$

とする。したがって、ここでは地震外乱強度パラメータ α は境界層地盤の復元力特性の弾性限強度に対応して定まると考えて良い。

応答解析は12の member function からなる地震外乱群に対して行ない、連成系各部の応答の最大値を ensemble における平均として評価し図示している。

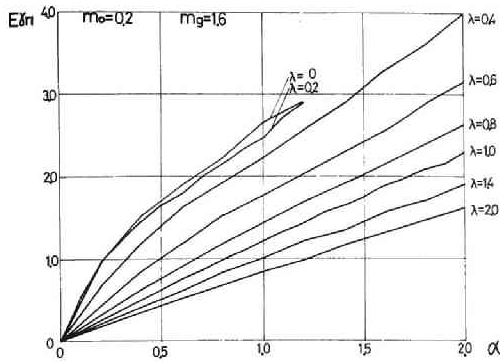


Fig.4.25 (a) Average response diagram of main structure.

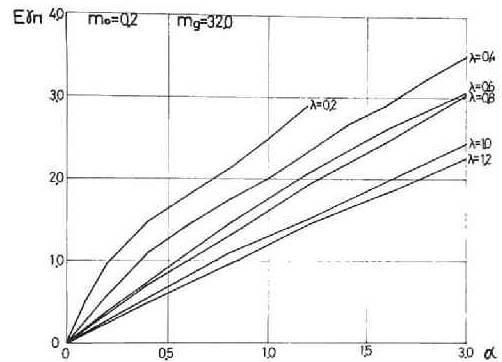


Fig.4.25 (b) Average response diagram of main structure.

Figs. 4.25 (a),(b) は上部構造の相対変位応答を地震外乱強度に対して示している。 $E r_{r1}$ の値は下部構造系と上部構造系の連成度を規定するパラメータ λ の値によって異なり、 λ の大なる程、すなわち、連成度の大なる程同一の地震外乱強度に対して応答値は小となっている。また、応答値は α に関して増加関数として示されるが、 λ の値によって増加の傾向は異なって現われ、 λ の小さい比較的硬質地盤では $\partial^2 E r_{r1} / \partial \alpha^2 < 0$ となることが顕著であるが、 λ の大きい軟質地盤では α に関してほぼ直線的増加の傾向を示している。境界層地盤の降状の影響は、弾性地盤の等価剛性の大きい硬質地盤において剛性の低下及び減衰性の増大を伴って上部構造応答を抑制するものとして現われている。この傾向は下部構造系における基礎と地盤の質量比パラメータ m_g の値の相違に対して、 λ の大きい領域で応答量に若干の違いはあるものの類似して認められる。

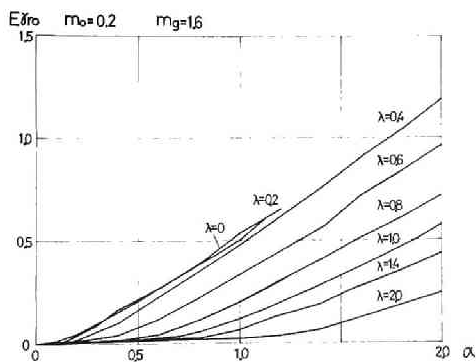


Fig.4.26 (a) Average response diagram of boundary layer.

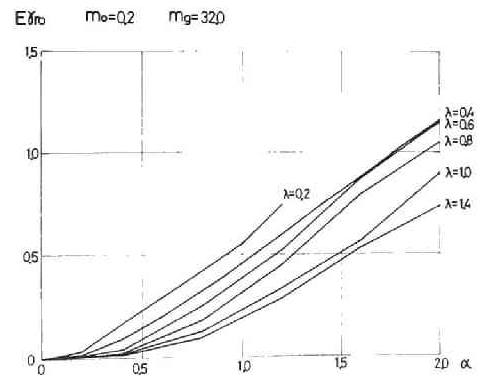


Fig.4.26 (b) Average response diagram of boundary layer.

一方、境界層地盤の応答は Figs. 4.26 (a), (b) から明らかなように地震外乱強度の増大によって塑性域に入ると急激な増加を示している。境界層地盤の復元力特性第2分枝剛性比 r_0 は 0.05 と微小値であり、ここで採用した地盤—構造物連成系における唯一の非線形機構を有するこの部分に、地震外乱強度の増加に対応する入力エネルギーの増加の影響が特に強調されて現われたものと言える。また、 λ の大なる領域において、境界層地盤の非線形化による影響が上部構造応答においては殆んど認められなかったが、境界層地盤応答については図に示されるように明確な応答増加が現われていることは注目される。 m_g の値との関連では、 $m_g = 1.6$ の場合 λ の値によって応答量の差が比較的大であり、地盤への波動逸散減衰性に乏しい $m_g = 32.0$ の場合には応答量の差が小となっている。さらに、境界層地盤の塑性化が進展し、その靱性率が 2.0 を越える領域 $E_{r0} \geq 0.5$ では、地震外乱強度 α の増加に関する境界層地盤の応答の増加率は m_g , λ の値に拘らずほぼ一定となって現われて来ている。

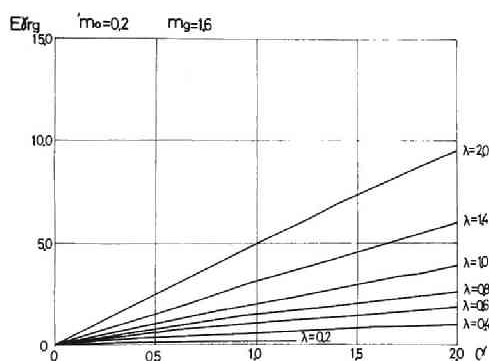


Fig.4.27 (a) Average response diagram of elastic ground.

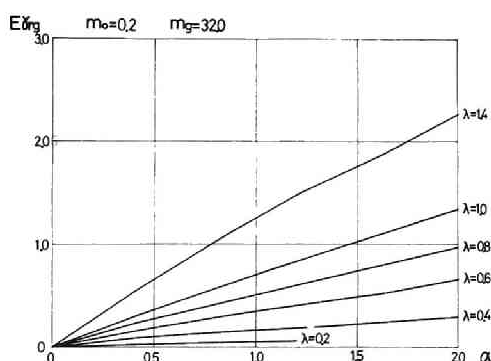


Fig.4.27 (b) Average response diagram of elastic ground.

Figs. 4.27 (a), (b) には弾性地盤応答を示しているが、その等価剛性あるいは静的剛性は λ^2 に反比例していることを反映し、応答曲線は λ の値によって明確に分離される。そして、境界層地盤の非線形化の影響によって $\partial^2 E_{r0}/\partial \alpha^2 < 0$ の傾向を有し滑らかな変動を示している。

上部構造応答について下部構造との連成度パラメータ λ について明確に表わすために、横軸を λ として応答量を示したものが Figs. 4.28 (a) ~ (d) である。図中の破線は境界層地盤が降状を無視した場合の応答を、 $\alpha = 0.4$ について比較のために示してある。これらの図に表わされる上部構造応答の一般的傾向は λ に関する減少関数であり、特に、 $0.2 < \lambda < 1.0$ における減少は顕著である。 λ の値の微小な場合あるいは $1.0 < \lambda$ となると緩やかな減少に留まり、弾塑性境界層地盤を含む連成系上部構造応答に対して λ の値は重要な指

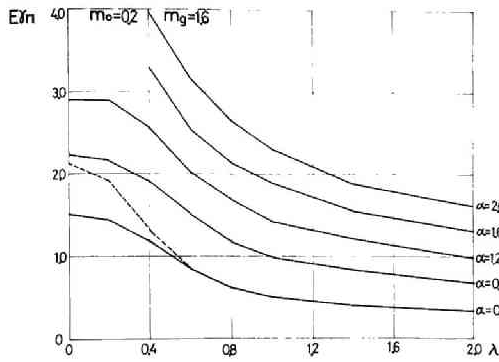


Fig.4.28 (a) Basic response diagram of main structure.

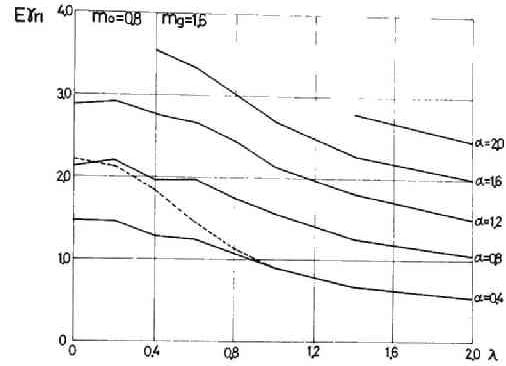


Fig.4.28 (b) Basic response diagram of main structure.

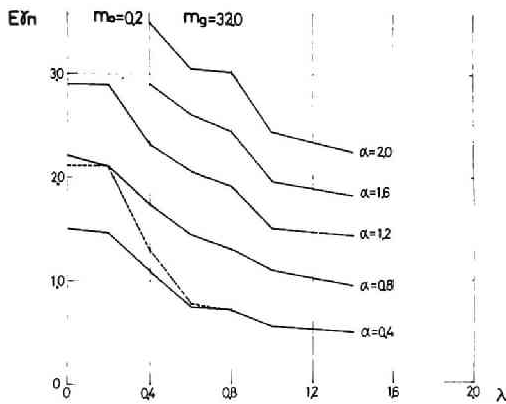


Fig.4.28 (c) Basic response diagram of main structure.

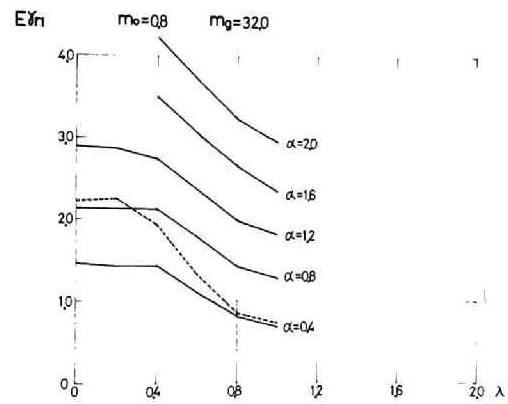


Fig.4.28 (d) Basic response diagram of main structure.

標となっている。 m_0 及び m_g の値が異なる場合もこの傾向はほぼ共通して指摘出来る。境界層地盤についてそのせん断力応答の同様な表示を Figs. 4.29(a), (b) に示している。図中の $E\gamma_{so}$ は

$$E\gamma_{so} = \left\langle \frac{|\phi_0(Y_0 - Y_g)|_{\max}}{\bar{B}} \right\rangle \quad (4.101)$$

で定義したせん断力応答であり、境界層地盤応答は変位に関しては降伏に伴う急激な増大として表わされるが、せん断力については一般的に上部構造と類似した変動を示している。ここで採用している動力学モデルがせん断形振動系であることから当然予想されるが、境界層地盤の降伏後も各部せん断力の関係は急変していないと云える。

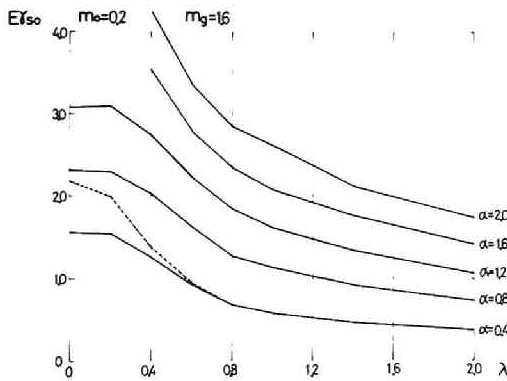


Fig.4.29 (a) Average shear force of boundary layer.

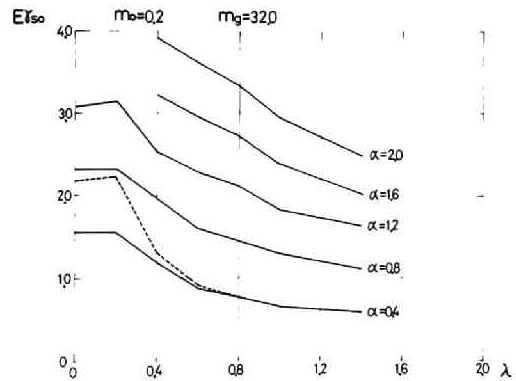


Fig.4.29 (b) Average shear force of boundary layer.

以上の考察では各応答量の ensemble における平均値に注目したが、各応答量の ensemble における分布性状が各種パラメータに関してどのような変化を示すかについて、典型的なパラメータ値を選び連成系各部の相対変化応答について Figs. 4.30 (a), (b) に示す。これらの縦軸はいわゆる変動係数の逆数に対応する各 sample の標準偏差に対する平均値の比で与えてあり、数値の大なる場合が良好な収束を、数値の小さな場合が大きい広がりを持っている。

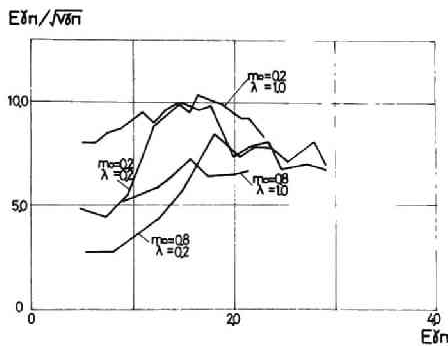


Fig.4.30 (a) Variation of $E\dot{\gamma}_{r1} / \sqrt{V\dot{\gamma}_{r1}}$ with $E\dot{\gamma}_{r1}$.

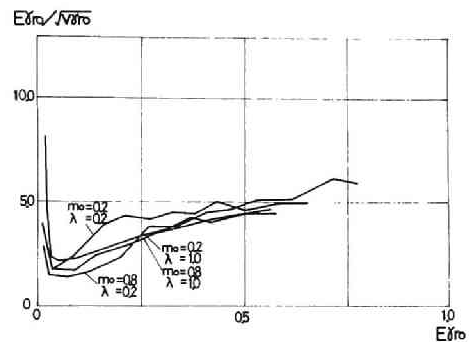


Fig.4.30 (b) Variation of $E\dot{\gamma}_{r0} / \sqrt{V\dot{\gamma}_{r0}}$ with $E\dot{\gamma}_{r0}$.

Fig. 4.30(a) は上部構造の相対変位に関する表示で、応答値の小なる弾性域内においては、 $\lambda = 0.2$ の場合は小さく、 $\lambda = 1.0$ の場合は大きい値を示している。 $\lambda = 0.2$ で示される比較的連成度の小さい地盤—構造物系では、弾性地盤を通しての逸散エネルギーによる連成系の伝達特性は狭い振動数域の地震外乱に反応を示す sharp な動特性を有し、当然予想されるように狭帯域における外乱 power の不均一性によって ensemble における

応答値の広い拡がり巾を示している。一方、 $\lambda = 1.0$ の場合は逸散エネルギーによる減衰効果によって sharp な動特性は弱められ、広帯域の外乱の影響を受けるため、ensemble における応答値は比較的良好な収束を示している。しかしながら、これらの弾性系における応答の特性も境界層地盤の非線形化によってかなりの影響を受け、特に $\lambda = 0.2$ の場合初期の弾性系においては広い拡がり巾を持った応答値は、境界層地盤の塑性化による履歴減衰効果と等価剛性低下による固有周期の変動によって急激に収束の傾向を示している。更に非線形化が進展して塑性挙動が卓越してくるとこの収束の傾向は弱められ、再びバラツキの性状が強まり応答の平均値の信頼性が小となることを示している。他方、 $\lambda = 1.0$ の場合には境界層地盤の非線形化に伴って上部構造の応答値の分布性状に及ぼす影響は比較的小さく、応答値の増加とともに収束の傾向が僅かながら示され、平均値が強い信頼度を有していることが判る。

Fig. 4.30(b) は境界層地盤の相対変位応答に関する表示である。弾性域における応答値の分布性状の傾向は上部構造の応答について認められたと同様である。しかしながら境界層地盤の挙動が弾塑性域に移行すると、 m_0 、 λ の値にかかわらず、いずれも $E\tau_{ro}/\sqrt{V\tau_{ro}}$ の値が急激に減少し、応答値のバラツキ巾が大きく広がることを示している。Figs. 4.26 (a),(b) から判断されるように、境界層地盤の塑性化による応答値の急増によって $E\tau_{ro}$ が $0.05 \sim 0.1$ の範囲では弾性系における高い剛性に対応した微小変位量と弾塑性系における低い第 2 分枝剛性比に対応した非常に大きい塑性変形量との混在によって平均値の質的な変化が生じることが判る。また、さらに地震外乱強度が増加するにつれて、連成系の挙動の塑性化が進展し、したがってパラメータ値の組み合わせに対して比較的類似の動特性を示すとともに、履歴減衰効果とも相俟って応答値の ensemble における収束の傾向が明らかとなっている。

以上を要約すると、弾性域においては λ の小さい硬質地盤の場合は連成作用が弱く、系の減衰性に乏しく、大きい応答値を示すが、 λ の大きい軟質地盤では連成効果によって減衰性が増し、また基本固有周期の伸長の効果も重なって上部構造応答は小さく現われる。境界層地盤の挙動が弾塑性性状を示す場合には上部構造に対する緩衝効果が現われて応答量は抑制されるが、このような免震的作用にはある限界が存在するようである。

4.6.3 上部構造の弾塑性地震応答(1) 境界層地盤の降伏を考慮しない場合

i) パラメータの設定

4.6.2 においては下部構造系の非線形特性として境界層地盤に bilinear 履歴の復元

力特性を想定して、このような弾塑性地盤と連成する質点系弾性上部構造の応答特性を考察したが、ここでは上部構造の終局耐震性を具体的に把握することを目的として、地盤連成系における弾塑性上部構造（復元力特性の第2分枝剛性比 $r_1 = 0.1$ ）の応答特性の解析を扱う。この時連成系における下部構造系の第一義的な特性としてまず弾性地盤のみを考慮し、境界層地盤は考えない。また、上部構造系に対する地盤連成の効果を出来るだけ明瞭な形で把握するために、最も単純な上部構造として1自由度系を選び、主として上部構造系の基本固有振動に対する下部構造系の連成効果に着目するものとする。したがって基礎運動方程式は(4.79)式より

$$\left. \begin{aligned} m_1 s^2 u_1 + g_1 (u_1 - u_g) &= -m_1 f \\ m_0 s^2 u_g + \kappa_g \kappa_H (qs) u_g - g_1 (u_1 - u_g) &= -m_0 f \end{aligned} \right\} \quad (4.102)$$

で表わされる。ここに u_g は運動座標系における基礎の変位に対応し、弾性地盤の相対変位を意味している。(4.102)式に示される連成系の応答解析におけるブロック線図は要素の安定な組み合わせから構成すべく Fig. 4.31 に示すものを用い、そのアナログ計算機における演算回路は Fig. 4.32 に描かれている。

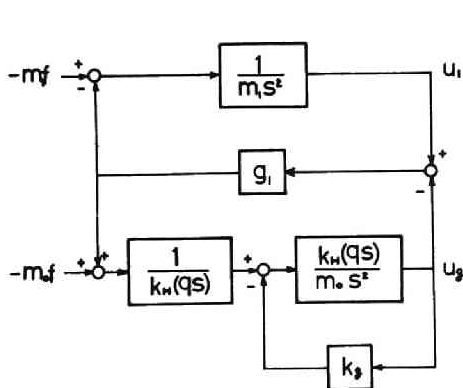


Fig.4.31 Block diagram of dynamical system without boundary layer.

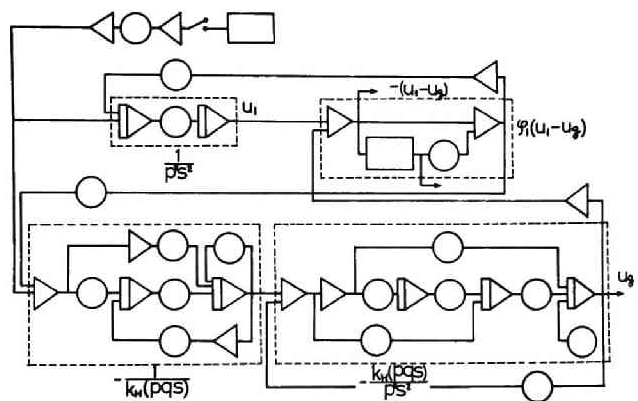


Fig.4.32 Block diagram of analog computer circuit for dynamical system without boundary layer.

また、応答解析においては(4.96)式に定義される地震外乱の振動数パラメータ ν に関して2つの case についての考察を行なっている。第1の case は下部構造系の連成の無い場合、すなわち基礎固定を示す $\lambda = 0$ の場合に上部構造系の基本固有振動数が地震外乱の band 巾のほぼ中央に来るように定めた $\nu = 2$ とした場合であり、この時(4.53)式に定義した上部構造系と下部構造系の連成度を示すパラメータ λ の値が変わると云

うことは、上部構造系と地震外乱の間の振動数関係を固定させておいて、下部構造系の動特性を種々を変えることを意味する。第2の case は ν と λ を組み合わせて

$$\lambda \nu = \frac{\Omega_u}{{}_1\Omega_g} = \frac{\omega_u}{{}_1\omega_g} = \frac{\omega_u'}{{}_1\omega_g'} \quad (4.103)$$

として、 $\lambda \nu = 2$ とした場合であり、この時 λ の値の変動に伴なって ν の値が変動するが、これは下部構造系と地震外乱の間の振動数関係を固定させておいて、上部構造系の動特性を種々変えることを意味する。今、連成系の基本固有振動数に対して (4.96) 式と同様な表現から ν' を定義すると

$$\nu' = \frac{\Omega_u}{{}_1\Omega} = \frac{\omega_u}{{}_1\omega} = \frac{\omega_u'}{{}_1\omega'} \quad (4.104)$$

前述の2つの case における λ の変動に伴なう ν' の変動は Fig. 4.17 右側の縦軸に ν' を採って示してあり、第一の case については実線で、第2の case については破線で与えられる。2つの case について λ の値が等しい場合には減衰性 ${}_1h_{eq}$ は等しいが、 $\nu = 2$ の場合は λ の増加に伴なって連成系の固有振動数は減少し、 $\lambda \nu = 2$ の場合は逆に増加する傾向を有している。両者の相違を極限として $\lambda = \infty$ の場合について考えてみると、前者では $\nu' = \infty$ となるのに対して、後者では弾性地盤に対する基礎の質量比 m_g の値を $m_g(1 + 1/m_0)$ とした下部構造のみの系の特性に移ることで示される。

ii) 上部構造の応答特性

Figs. 4.33(a)~(d) に上部構造の相対変位を ensemble における平均靱性率応答として示す。図の $\nu = 2$ の場合の上部構造の応答 $E\gamma_{r1}$ に関して連成系が弾性範囲内あるいは僅かに塑性化 ($r_1 = 0.1$) した場合の応答は α の小さい場合で示されるが、一般的傾向は λ に関する滑らかな減少関数であり、 λ の範囲ごとにその特徴を考察すると、 $\lambda = 0 \sim 0.2$ では変動は鈍いが $0.4 \sim 0.6$ で比較的急激に減少し、 $\lambda \geq 1.0$ では再び緩やかな減少の傾向を示している。このように λ に関する比較的顕著な減少の傾向は、(1)連成系の基本固有振動数が連成度の増加とともに減少してゆくこと、(2)連成度の増加とともに地盤からの波動逸散による減衰効果が増大してゆくこと、(3)第1の理由に関連して基本固有振動に対する外乱の継続時間が減少して非定常性が増大してゆくこと等の理由によるものと考えられる。入力とした地震外乱の平均 power スペクトルは既述のように $\nu = 2 \sim 10$ の範囲で可成りの変動を見せているが、このような入力のスペクトル特性の非一様性の影響は減衰性の比較的小さい $m_g = 32.0$ の場合には幾分現われてはいるものの一般的に小さく、この連成系の弾性応答特性から判断すると、 λ の小さい領域では連成

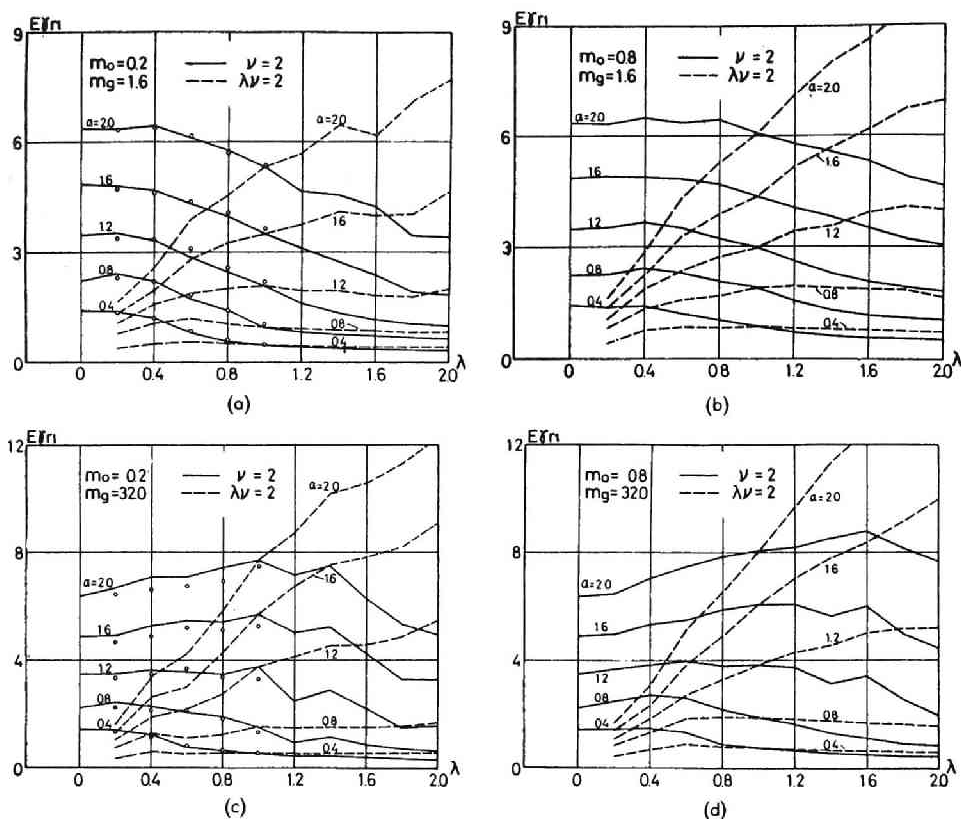


Fig.4.33 Basic response diagram of main structure.

系の基本固有振動数の変動が小さく、 λ が大となると基本固有振動数の変動は大となるがそれと同時に地盤からの波動逸散による減衰性が増加することによって、入力スペクトル特性の非一様性をおおいかくしたものと考えられる。

これらの図に示される上部構造の弾塑性応答の特性については、弾性応答に比較して λ に関する減少の傾向は弱められ、特に $m_g = 32.0$ の場合には λ に関して明らかな増加の傾向を示す領域さえ認められる。更に詳しくは Fig. 4.33(b) の $m_g = 1.6$ の場合には $\alpha = 0.8 \sim 1.2$ の領域で $\lambda = 0.2$ 或いは 0.4 において応答値に極大が存在し、更に大きい λ の領域では弾性応答におけるよりも緩やかな勾配で減少している。 $\alpha \geq 1.6$ となると λ に関して応答値の peak は明瞭ではないが、 $\lambda = 0$ から 0.4 あるいは 0.6 付近までほぼ平坦な応答値を示し、さらに λ の値が大となると α の比較的小さい場合と同様に、ただし一層緩やかな傾向で λ に関して減少する。すなわち、 λ の比較的小さい領域では地震外乱強度 α に対する弾塑性応答の増加率が小であるのに対して、 λ が大となると応答の増加率が大きくなることを示している。しかし、この弾塑性応答の増巾率の λ

に関する増大の傾向も、 $\lambda \geq 0.8$ の領域では弾性応答の λ に対する減少率を上廻るものではなく、 $\alpha \leq 2.0$ でこの領域における弾塑性応答は λ について減少している。

また、弾塑性応答は一般に λ に関する緩やかな変動を保ってはいるものの弾性から弾塑性へと α につれて応答量が増加するにしたがって、 λ に関する局所的な変動が増加し、入力スペクトル特性の非一様性の影響が現われ易くなって来る。この傾向は、特に弾性系の動特性の指標の一つとされる減衰性の比較的乏しい $m_0 = 0.2$ の方に明らかに現われている。Figs. 4.33(c)及び(d)の $m_g = 32.0$ の場合となるとこの減衰性は一層乏しく、このような λ に関する局所的な変動が弾塑性応答特性として顕著に現われて来る。しかもこの傾向は λ の増大につれて基本固有振動数の減少が大となるために特に著しい。これらの現象から連成系の中で上部構造の復元力特性が弾性領域から弾塑性領域へと変化するにしたがって、非線形特性の等価線形化の手法に用いられるように基本固有振動数の低下及び等価減衰性の増大と云う一般的な傾向が予想されるが、入力スペクトル特性との関連から判断されるところでは非線形化によるこれらの連成系における動特性の変化によって λ に関する局所的な応答の変動、すなわち入力スペクトル特性の非一様性による影響はそれほど大きいものとは予想されず、したがってこのような連成系の上部構造のみが非線形化することによって極めて特殊な効果を示す filter 特性が生じるものと推定される。

このような局所的な応答値の fluctuation を取り去った形で Fig. 4.33(a)の $m_g = 1.6$ の場合に指摘されたと同様に $m_g = 32.0$ の場合も弾塑性応答の α に関する増加率が λ とともに増加してゆく傾向が一層顕著に現われており、その結果として λ に関して同一の α 値に対する応答値に peak の存在を認め易くなっている。すなわち、 $\alpha = 0.8 \sim 2.0$ の領域におけるように応答靱性率が2以上となる程度の弾塑性化が含まれる場合には、 $m_0 = 0.2$ の場合には $\lambda = 0.2 \sim 1.0$ で、 $m_0 = 0.8$ では $\lambda = 0.4 \sim 1.6$ で、 α の値の増加とともに応答値の peak を生じる λ 値が変動・増加している。 m_0 の大なる方がこの増加率の増加 $\partial^2 E_{T_{r1}} / \partial \alpha \partial \lambda$ が大なることは $m_g = 1.6$ の場合にも認められ、 m_0 の値の大きい方が地盤への波動逸散に伴う減衰性が弾性系の動特性として大であり、これが連成系の上部構造の塑性化の増大とともに、急激にその効果を失うのではないかと思われる。言い換えると λ の増大とともに地盤の filter 特性が低振動数側に移行し、上部構造への伝達エネルギーの power spectrumが低振動数側に偏在するため、一旦復元力特性の塑性化が生じると急激に変形を増加せしめ、したがって地盤による減衰効果が相対的に有効性を失なって来るものと考えられる。このようにして生じる応答値の

λ に関する peak については、当然予想されるように peak に到るまでの増加は非常に緩慢で、peak を過ぎると顕著に減少している。また、 $\alpha = 0.4$ の場合については λ の小さい領域での弾塑性応答値は小さく、塑性化の程度が少ないために peak を生じるに到っていないことは $m_g = 1.6$ の場合と同様である。

一方、 $\lambda \nu = 2$ の場合の応答性状は Figs. 4.33 (a)~(d) から明らかなようにその弾性基本固有振動数は λ とともに増加し、 $\lambda < 1.0$ では $\nu = 2$ の場合よりも小さく、 $\lambda > 1.0$ では大きくなっており、したがって Fig. 4.33 の $\nu = 2$ の場合とは幾分異なった様相を呈している。すなわち、弾性応答は λ の増加に伴う基本固有振動数の増加による効果と、減衰性の増加による効果が相殺し、 λ に関して非常に鈍い変動となって現われている。地震外乱強度 α が大きくなり、応答値に占める塑性領域の割合が増すにしたがって λ に関する増加の傾向が顕著となり、既に指摘されたように弾塑性応答が $\partial^2 r_{r1} / \partial \alpha \partial \lambda > 0$ となる傾向を一層明らかに認めることが出来る。すなわち、ある種の地震外乱群と地盤特性を想定した時に、この上に建てられる上部構造の強度を一定とするならば、 $\lambda \leq 2.0$ の範囲では上部構造の弾性応答は弾性限に対して殆んど一定の比率を有するが、弾塑性応答については上部構造が剛である程靱性率応答が大きくなることを示している。そして、この傾向はここで採用した m_0 及び m_g の値の違いによって、絶対値の大きさなど定量的には異なるとしても定性的には殆んど同様の結果として得られる。

Fig. 4.34 は上部構造の平均応答に対する ensemble における応答の分布性状を示したもので、 $\nu = 2$ とした場合について比較的硬質地盤における場合、 $\lambda = 0$ あるいは 0.2 を (a) 図に、軟質地盤における場合、 $\lambda = 1.0$ あるいは 2.0 を (b) 図に表わしている。(a) 図については $E r_{r1} / \sqrt{V r_{r1}}$ の値は塑性挙動が現われはじめる領域 $E r_{r1} = 1 \sim 2$ では急激な増加を示している。したがって、上部構造の塑性化に伴う履歴エネルギー消費によって連成系の挙動に等価的な減衰性が増大し、上部構造応答の ensemble におけるバラツキを減少せしめたものと考えられる。このバラツキの性状を示す $E r_{r1} / \sqrt{V r_{r1}}$ の値は $E r_{r1} \geq 2$ で殆んど一定であり、 λ の小さい地盤への逸散エネルギーによる減衰があまり期待出来ない場合においても履歴によるエネルギー消費が示す応答のバラツキ抑制効果は可成り低い靱性率応答に対

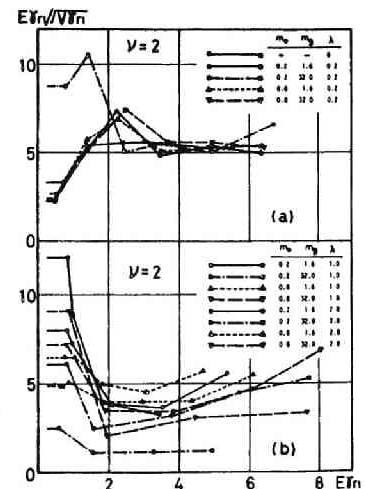


Fig. 4.34 Variation of $E r_{r1} / \sqrt{V r_{r1}}$ with $E r_{r1}$.

してのみ有効であると云えよう。他方、 λ の大きい場合についての(b)図では、弾性域においては地盤への逸散エネルギーによる減衰効果によって応答の ensemble におけるバラツキは小であるが、応答の塑性化に伴って $E r_{r1} / \sqrt{V r_{r1}}$ の値は急激に減少し、塑性域に入るとともに応答が急増してバラツキを増すことが示されている。しかしながら、応答の塑性化が進展するにつれて、 $E r_n / \sqrt{V r_{r1}}$ の値は僅かながら増加の傾向を示し、上部構造の履歴によるエネルギー消費が応答のバラツキ抑制に効果を有していることがうかがえる。

iii) 下部構造の応答特性

既述の上部構造の応答に多大の影響を与え、また逆に上部構造の応答特性の影響を大きく受けている弾性地盤の応答特性について Figs. 4.35(a)~(d) に基本応答図を示している。弾性地盤の応答量はその等価剛性 k_g が λ^2 に反比例して減少し、したがって応答量は λ に関して急激に変動する性質を有するので、弾性地盤の応答特性の λ に関する

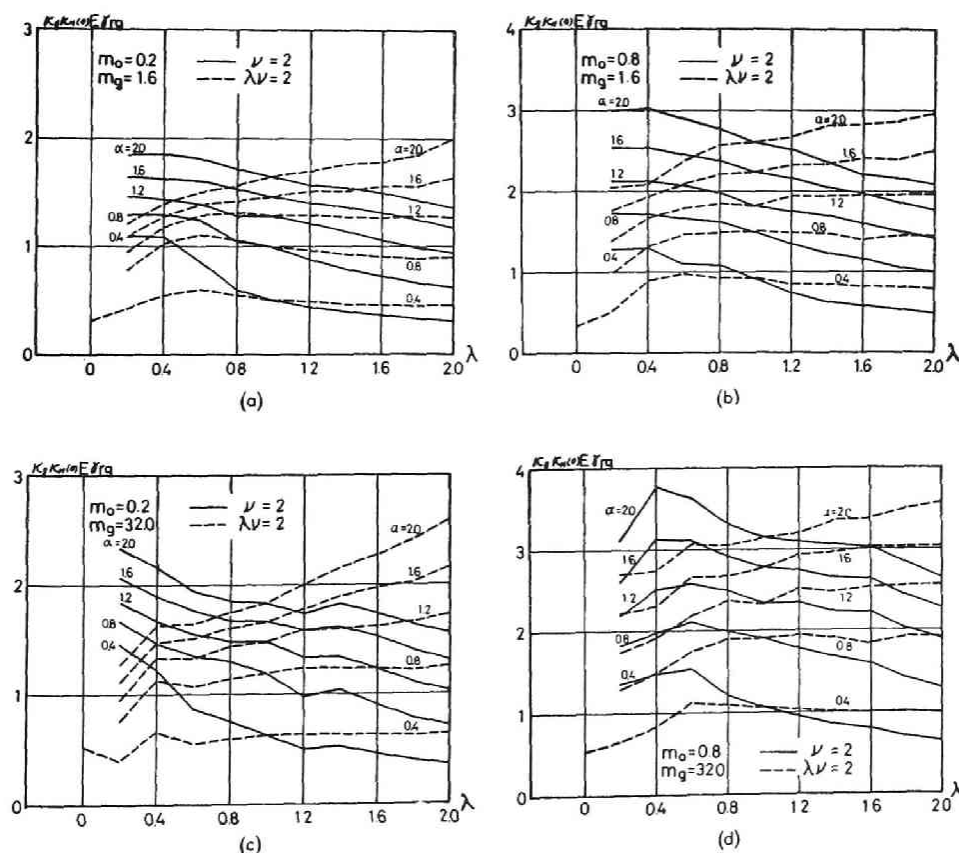


Fig.4.35 Basic response diagram of elastic ground.

変動を詳細に検討するために便利な形として静的剛性を乗じた等価せん断力応答、 $\kappa_g \kappa_H$ (0) $E r_{rg}$ として表わしている。4.6.4で扱っている連成系モデルでは境界層地盤の存在を無視しているので、基礎質量に関する運動方程式は(4.102)式の第2式で示され、これから判断されるように、弾性地盤の相対変位 u_g から求められるせん断力と上部構造の復元力とが基礎質量の慣性力を含みながら密接な関連を有しており、したがって弾性系においては当然予想されるように上部構造の相対変位 $E r_{r1}$ と弾性地盤の相対変位からの λ に関する等価的なせん断力の表現 $\kappa_g \kappa_H$ (0) $E r_{rg}$ とは λ に関して大体において同様な変動の傾向を示している。すなわち、基礎質量にかかわる慣性項の影響が比較的小さく、かつ λ に関してこの影響があまり変動しないこと、また弾性地盤の伝達特性 κ_H (qs) が弾性地盤の最大相対変位に対して λ に関する効果の変動が鈍いことを示している。この傾向についてさらに詳しくは m_0 及び m_g のパラメータ値の組み合わせによって僅かずつ異なり $m_g = 32.0$ の場合に若干類似性に乏しい。

α が増加して上部構造が弾塑性域に入ると、上部構造の相対変位応答の増加が一般に著じるしいが、復元力特性の第2分枝剛性比は 0.1 であり、そのせん断力の増加は非常に緩慢となり、したがって弾性地盤の応答値は大きく抑制されることが Figs. 4.35(a) ~ (d) から判る。この上部構造の非線形化による弾性地盤応答の抑制効果は弾性域におけると同様に、一般に $m_g = 1.6$ の場合の方が $m_g = 32.0$ の場合より小さいようである。

IV) 最大応答の分布性状

これまで連成動力学モデルと地震外乱に関する各種のパラメータの組み合わせについて主として応答量の平均値についての考察を行なって来たが、ここで個々の外乱波形関数による応答値が平均値とどのような関係にあるかについて(4.98)式に定義したいくつかの指標について考察する。Tables 4.7, 8 には上部構造応答量について、Tables 4.9, 10 には下部構造応答量について典型的なパラメータ値に対するものを示した。

応答量の平均値まわりの分散の程度を示すものの一例として Table 4.7 の第3欄に示される $E r_{r1} / \sqrt{V r_{r1}}$ に着目すると、上部構造が線形系の場合、 λ の増加に対して等価減衰比の増加が大なる $m_g = 1.6$ の場合は応答の定常性が満足される $\nu = 2$ あるいは、 $\lambda \nu = 2$ についてこの値が増加し、平均値まわりの収束が良好であることを示している。これに対して $m_g = 32.0$ の場合は $\nu = \text{const}$ とした時には λ の増加に対する減衰性の増加は軽微であり、個々の応答の収束には効果が小であり、逆に非定常性および地震外乱に対する鋭い filter 特性によって応答が分散して行く傾向を示している。ただし、 $\lambda \nu = 2$ の場合については λ の増加に伴う減衰性の増加は Fig. 4.17 にも示されるよう

Table 4.7 Comparison of average and standard deviation of response,
main structure; $m_0 = 0.2$, $\nu = 2$.

		$E r_{r1}$				$\sqrt{V r_{r1}}$				$E r_{r1} / \sqrt{V r_{r1}}$			
m_g	α λ	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0
1.6	0	2.01	1.43	3.49	6.38	0.872	0.269	0.726	1.29	2.30	5.30	4.80	4.96
	0.2	1.86	1.40	3.54	6.38	0.566	0.257	0.629	1.18	3.29	5.42	5.62	5.43
	0.4	1.27	1.23	3.35	6.47	0.191	0.152	0.655	0.989	6.64	8.05	5.12	6.54
	0.8	0.572	0.572	2.48	5.80	0.0525	0.0525	0.691	1.07	10.90	10.90	3.59	5.41
	1.2	0.419	0.419	1.62	4.68	0.0482	0.0482	0.412	0.921	8.69	8.69	3.92	5.08
	1.6	0.365	0.365	1.17	4.27	0.0288	0.0288	0.189	0.998	12.68	12.68	6.20	4.28
	2.0	0.331	0.331	1.00	3.44	0.0273	0.0273	0.113	1.05	12.11	12.11	8.88	3.27
32.0	0	2.01	1.43	3.49	6.38	0.872	0.269	0.726	1.29	2.30	5.30	4.80	4.96
	0.2	1.86	1.42	3.50	6.70	0.212	0.134	0.634	1.01	8.78	10.60	5.53	6.63
	0.4	1.17	1.25	3.63	7.09	0.254	0.284	0.529	1.32	4.59	4.40	6.87	5.39
	0.8	0.664	0.664	3.49	7.46	0.132	0.133	0.673	1.36	5.03	5.03	5.19	5.48
	1.2	0.441	0.441	2.48	7.20	0.0982	0.0982	1.18	2.06	4.50	4.50	2.11	3.50
	1.6	0.407	0.407	2.24	6.30	0.128	0.128	1.51	3.08	3.18	3.18	1.48	2.04
	2.0	0.316	0.316	1.56	4.94	0.125	0.125	1.36	3.93	2.52	2.52	1.85	1.26

Table 4.8 Comparison of maxima and minima of normalized response and ratio of nonlinear response to linear response, main structure. $m_0=0.2$, $\nu=2$.

		a				b				$E\tau_{r1}/E\tilde{\tau}_{r1}$		
m_g	α λ	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4	1.2	2.0
1.6	0	2.54	1.84	1.78	1.54	1.18	1.65	1.43	2.08	0.710	0.579	0.636
	0.2	1.41	1.81	1.93	1.20	1.31	1.42	1.17	1.73	0.749	0.632	0.685
	0.4	1.64	1.67	1.71	1.40	1.77	1.94	1.57	1.89	0.968	0.882	1.02
	0.8	1.68	1.68	1.55	2.00	2.04	2.04	1.34	1.64	1.0	1.44	2.03
	1.2	1.69	1.69	2.26	1.98	1.63	1.63	1.42	1.12	1.0	1.29	2.24
	1.6	1.23	1.23	2.32	2.84	2.02	2.02	1.33	1.32	1.0	1.07	2.34
	2.0	2.16	2.16	2.49	1.16	1.51	1.51	1.60	1.80	1.0	1.01	2.07
32.0	0.0	2.54	1.84	1.78	1.54	1.18	1.65	1.43	2.08	0.710	0.579	0.636
	0.2	2.24	2.21	1.89	1.44	1.34	1.15	1.58	2.13	0.764	0.627	2.719
	0.4	2.41	1.51	1.31	1.49	1.33	1.48	2.05	1.82	1.07	1.04	1.22
	0.8	1.87	1.87	1.42	1.24	1.28	1.28	1.74	1.77	1.0	1.75	2.25
	1.2	2.53	2.53	1.86	1.31	1.88	1.88	1.45	2.55	1.0	1.87	3.26
	1.6	1.90	1.90	2.06	1.78	2.01	2.01	1.19	1.80	1.0	1.83	3.10
	2.0	1.79	1.79	2.60	2.10	1.67	1.67	0.914	1.12	1.0	1.65	3.13

Table 4.9 Comparison of average and standard deviation of response,
elastic ground; $m_0 = 0.2$, $\nu = 2$.

m_g	α λ	$E r_{rg}$				$\sqrt{V r_{rg}}$				$E r_{rg} / \sqrt{V r_{rg}}$			
		0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0
1.6	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.2	0.123	0.0700	0.0932	0.118	0.0368	0.00322	0.00564	0.00764	3.34	21.2	16.5	15.4
	0.4	0.337	0.280	0.366	0.473	0.0522	0.0136	0.0221	0.0329	6.45	20.6	16.5	14.4
	0.8	0.614	0.614	1.31	1.75	0.0590	0.0590	0.151	0.166	10.40	10.40	8.64	10.5
	1.2	1.02	1.022	2.81	3.63	0.101	0.101	0.157	0.249	10.10	10.10	17.9	14.5
	1.6	1.49	1.49	4.32	6.13	0.155	0.155	0.362	0.511	9.65	9.65	11.9	12.0
	2.0	1.99	1.99	6.00	8.68	0.277	0.277	0.858	1.09	7.20	7.20	6.9	7.93
32.0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.2	0.450	0.274	0.34	0.437	0.0557	0.00490	0.0199	0.0301	8.08	5.6	17.3	14.5
	0.4	1.00	0.908	1.25	1.62	0.215	0.101	0.0747	0.170	4.64	9.01	16.7	9.55
	0.8	2.27	2.27	4.44	5.55	0.457	0.457	0.236	0.299	4.97	4.97	18.8	18.5
	1.2	3.39	3.39	9.01	11.7	0.760	0.760	1.11	1.19	4.46	4.46	8.10	9.85
	1.6	5.54	5.54	14.8	20.9	1.87	1.87	3.58	4.53	2.96	2.96	4.13	4.62
	2.0	6.68	6.68	19.3	29.2	2.71	2.71	7.13	9.51	2.47	2.47	2.70	3.07

Table 4.10 Comparison of maxima and minima of normalized response and ratio
of nonlinear response to linear response, elastic ground; $m_0 = 0.2$, $\nu = 2$.

		a				b				$E_{\tilde{\gamma}_{r1}}/E\tilde{\gamma}_{r1}$		
m_g	α λ	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4 (linear)	0.4	1.2	2.0	0.4	1.2	2.0
1.6	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.2	1.36	1.55	1.57	1.31	1.30	1.24	1.27	1.83	0.570	0.253	0.192
	0.4	1.52	1.10	2.11	1.43	1.61	2.03	1.17	1.76	0.831	0.362	0.281
	0.8	1.62	1.62	1.54	1.81	2.02	2.02	2.23	1.20	1.0	0.709	0.570
	1.2	1.81	1.81	1.85	2.15	1.66	1.66	1.66	1.26	1.0	0.921	0.710
	1.6	2.41	2.41	2.29	2.69	1.48	1.48	1.72	1.42	1.0	0.966	0.822
	2.0	1.07	1.07	1.34	1.58	2.56	2.56	2.51	2.17	1.0	1.00	0.871
32.0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.2	2.12	1.18	1.87	1.27	1.04	2.37	1.26	1.80	0.609	0.256	0.194
	0.4	2.42	1.21	1.77	1.65	1.53	2.36	1.85	1.00	0.908	0.416	0.324
	0.8	1.81	1.81	1.75	1.67	1.25	1.25	1.44	1.84	1.0	0.651	0.489
	1.2	2.31	2.31	2.25	1.57	1.90	1.90	2.84	2.46	1.0	0.886	0.692
	1.6	1.85	1.85	1.24	1.52	1.91	1.91	2.48	2.45	1.0	0.890	0.756
	2.0	1.85	1.85	1.58	2.08	1.62	1.62	1.73	1.86	1.0	0.961	0.874

に振動数関係の変動が小であるために効果的であり、個々の応答の平均値まわりへの収束の傾向が顕著である。

一方、 α が増加して上部構造の応答が塑性挙動を含むようになると、 λ の小さい領域で等価的に基礎固定に近い状態と見做せる時には、既述の如く履歴減衰が上部構造応答制御に効果的で、線形系に比較して分散度が小となり、等価減衰比の増加あるいは応答の定常化の傾向を示している。また、 λ の大きい領域では応答が地震外乱波形中の小数の要素波によって塑性化することから応答量の急増が見られるように、分散の程度は急に増加して、比の値が小さくなることがTableから明らかである。しかし、このような λ の領域においても地震外乱強度の増大とともに塑性挙動が増加して、 E_{r1} が4～5以上となると地震外乱波形に対する塑性化の鋭いfilter特性は弱められ、ある程度まで履歴減衰が効果を有するようになり、平均値まわりの個々の応答量の分布は相対的に小となってくることがTables 4.7, 9からうかがわれる。

下部構造の応答に関しては、線形系については上部構造の場合に示される性状をそのまま当て嵌めて指摘することが出来るが、非線形系の応答の場合には上部構造の塑性化による下部構造応答の抑制効果が著しい。そして、一般に α の増加とともに平均値まわりへの収束が大である。ただし、 α が可成り大きい領域で上部構造の塑性化が大きくなると、収束の度合いは低下して来て、再び分散して来る傾向が若干認められる。したがって、上部構造応答を時系列方向に見た場合に、局所的に大きく塑性化する非常に鋭いfilter特性については、その効果として下部構造応答は抑制されるが、上部構造の塑性化が定常的な場合には比較的小さい抑制効果を示すと云える。

Tables 4.8, 10の第1, 2欄に示した応答の空間分布の極値を示す変数 a, b については、前述のように連成動力系と地震外乱のパラメータ値に応じて応答の空間分布性状が種々異なるにも拘らず、1～3程度の範囲に不規則に分布するランダム変数であることが確かめられた。この指標 a, b は sample size が比較的小なる時はその弱い関数であり、sample size を増すことによって一定値に収束する傾向を有するものと考えられ、平均応答量と応答量の分散が解析的に表現出来る時には、その応答値の上下限の確率分布についての定量的価を可能にすることが出来る。

4.6.4 上部構造の弾塑性地震応答(2) — 境界層地盤の降伏を考慮した場合

4.6.2, 4.6.3 における連成系の弾塑性応答特性の解析に引き続いてここでは、下部構造系の弾塑性特性として境界層地盤の降伏を考慮するとともに、上部構造系の終局耐震性の

把握を目的としてその復元力特性の非線形性を想定した連成系の応答解析を扱う。上部構造および境界層地盤の弾塑性復元力特性としては bilinear hysteretic type を賦与するものとする。

i) 上部構造の基本応答特性

ここでは、上部構造の無次元弾性限強度 $\beta_1 = 1$ として地震外乱の強度パラメータ α を 0.4 ~ 2.0 の範囲に限定する。 α と β_1 との関係は上部構造のベースシャー係数と地震外乱最大加速度振巾との関係から、パラメータの妥当な耐震解析領域を想定できるが、境界層地盤の無次元弾性限強度 β_0 の値については適切な資料の得られない現在の段階においてはこれをパラメータとして採用し、その影響を解析する必要がある。したがって、ここではまず基本的な応答特性を得る目的でこれを上部構造と同一の値として 1 とし、他の β_0 値を採用した場合については別に扱うものとする。

基礎の質量比 m_0 を 0.2 とした場合の基本応答図 Figs. 4.36 ~ 38 に示す。連成系の応答はすべて $m_g = 1.6$ および 32.0 に対して共通に $\nu = 2$ については $\alpha = 0.4$ の場合の $\lambda = 1.0$ の系のみが 1.2 の地震外乱による応答がすべて弾性域に留まっているが、他は弾塑性応答を含み、 $\nu = 5$ については $\alpha = 0.4$ の場合の $\lambda = 0.4 \sim 1.0$ および $\alpha = 0.8$ の場

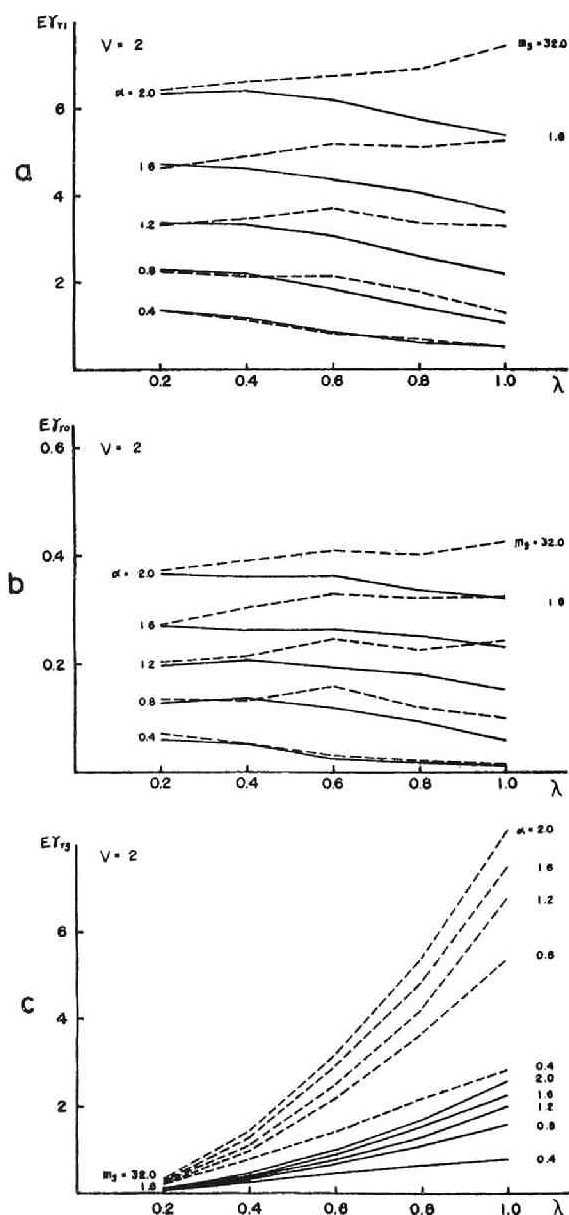


Fig.4.36 Basic response diagram, a: main structure, b: boundary layer, c: elastic ground ; $\nu = 2$.

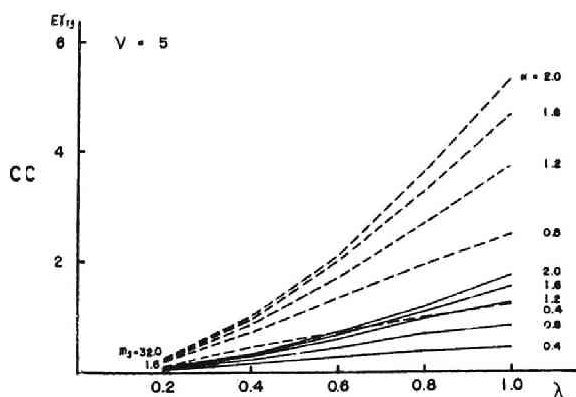
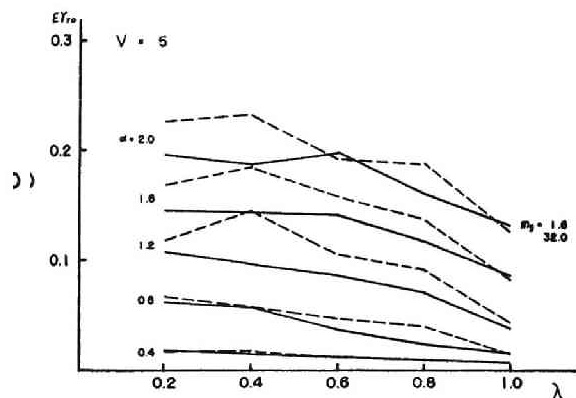
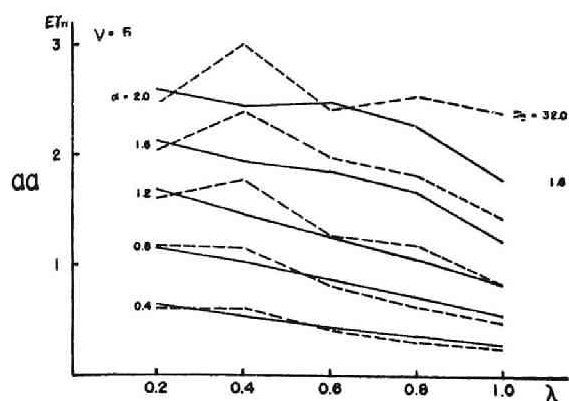


Fig.4.37 Basic response diagram, a: main structure, b: boundary layer, c: elastic ground; $\nu=5$.

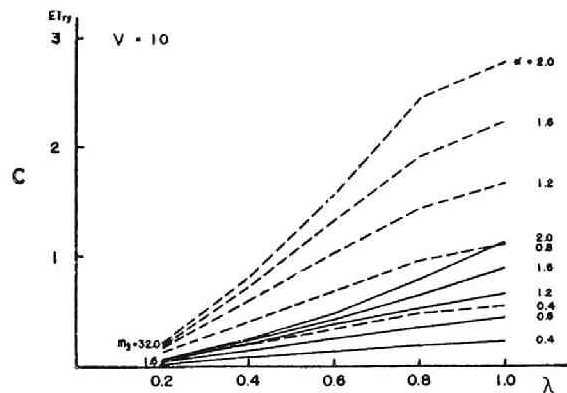
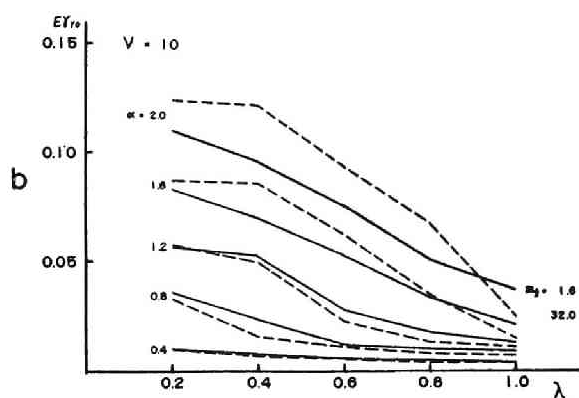
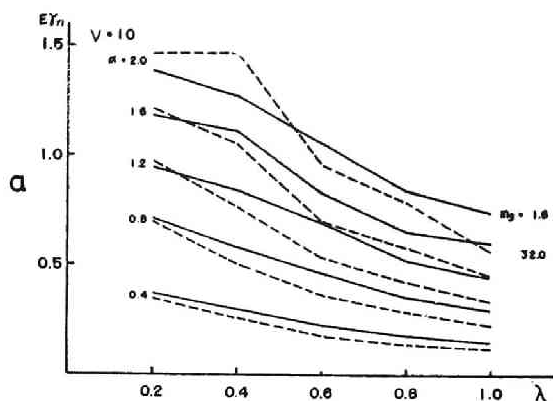


Fig.4.38 Basic response diagram, a: main structure, b: boundary layer, c: elastic ground; $\nu=10$.

合の $\lambda = 1.0$ の系、 $\nu = 10$ については $\alpha = 0.4$ の全部、 $\alpha = 0.8$ の場合の $\lambda = 0.6 \sim 1.0$ および $\alpha = 1.2$ の場合の $\lambda = 1.0$ の系が弾性域内である。

上部構造の平均靱性率応答 $E_{T_{r1}}$ は、一般的に云って λ に関して減少する傾向は弾性領域における応答性状と共通する特性であるが、地震外乱強度パラメータ α が大きい時すなわち塑性挙動が非常に大きくなって来ると必ずしも λ に関して減少せず、弾性応答

の場合が滑らかな減少関数として示されたのに比較して変動が激しくなってくる。bilinear形の復元力特性を有する構造物系の弾塑性応答特性は、靱性率応答のように変位系統の応答量の最大値に注目すると地震外乱の波形関数のうち特定の1波ないしは数波の要素波によってそれが決定され易く、極端に鋭い filter 特性を示すと考えることが出来、 λ の変動に伴って移動する連成系の固有振動数と地震外乱の中に含まれる要素波（この要素波の振動数は一般的に云って波形関数の power スペクトルの peak 付近である場合が多い。）との関係は、当然大きい変動領域を有するものと考えられ、図に示されるように変動の大きい応答性状を示している。

α に関する応答値の増加率は Figs. 4.36(a)~38(a)に示されるように、 λ の小さい領域では比較的安定であるのに対し、 λ が大となるとその増加率は塑性挙動が卓越している領域で急激に大となり、応答量の不安定的な増大を示している。この傾向をより明確に把握するために Figs. 4.39 及び 4.40 に弾性域における応答量に対する弾塑性域における応答量の比を 12 の地震外乱ごとに求めてこれを平均したものの一例を上部構造に

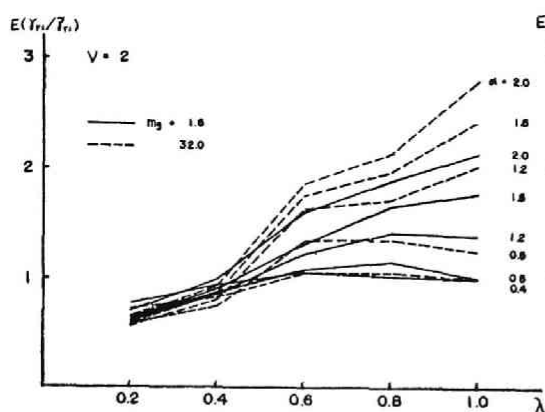


Fig.4.39 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response ; main structure.

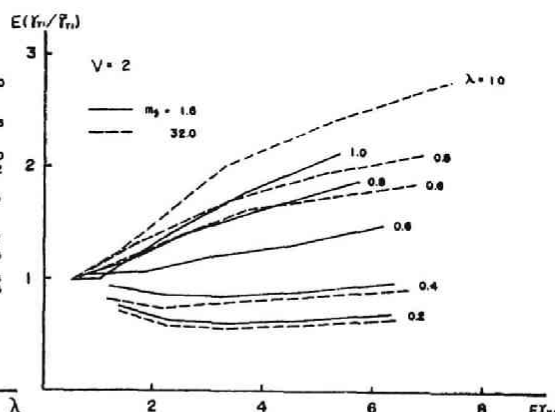


Fig.4.40 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response ; main structure.

ついて示している。これらの図に示される塑性挙動の増巾率は、 $m_g=1.6$ および 32.0 に共通し、 $\lambda=0.2$ 及び 0.4 の場合は α の値にかかわらず比の値は 1 以下であり、履歴特性によるエネルギー減衰が効果的に作用して塑性流れを含む系の応答量が同一の地震外乱強度パラメータ α に対する弾性応答の最大値を 10~20% 程度下まわっていることを示している。一方、 $\lambda=0.6 \sim 1.0$ の領域では応答が弾性限変位を少し超えた程度の地震外乱強度に対しては比の値は 1 近傍を示しているが、更に α が増大すると塑性挙動による応答の増巾率は飛躍的に増大し、 $m_g=32.0$ の場合に特に著じるしく、2~3 に

まで達する。この相異なった2つの傾向については $0.4 \leq \lambda \leq 0.6$ に両者を分ける critical point が存在しているようであり、しかも $m_g = 1.6$ の場合は 32.0 の場合よりも λ のやや大きい側にあるようである。図示していないが、 $\nu = 5$ あるいは 10 の場合についてもほぼ同様な傾向が現われ、両者を分ける λ の値は僅かづつ小さい側に、そして $m_g = 32.0$ の場合の方がより小さい側にあるようである。すなわち $\nu = 5$ の場合 $m_g = 1.6$ では $\lambda = 0.4$ よりやや大きい側に 32.0 では逆に $\lambda = 0.4$ よりやや小さい側に、さらに $\nu = 10$ の場合 $m_g = 1.6$ で $\lambda = 0.4$ よりやや小さい側に、32.0 で 0.2 と 0.4 の中間付近にその critical point があるように思われる。このような傾向が地震外乱の power スペクトル等に帰すべきものとする、地震外乱の振動数パラメータ ν の変動に対して前述のような鈍い変動に留まるとは考えられず、したがって主として系の動力学特性の空間的分布性状によるもの、例えば応答に卓越する基本固有振動モードや、もっとも単純には質量分布を中介とした等価的な剛性分布によるものと思われる。すなわち、剛性分布について見ると α の大きい領域で塑性化し易い境界層地盤の剛性として復元力特性の第2分枝勾配とし、弾性地盤の剛性を静的剛性で評価すると、 $\nu = 2$ の場合の剛性ベクトルは $m_g = 1.6$ の場合 $[1, 2, 2.5]$ 、32.0 の場合 $[1, 2, 1.5]$ 程度を境として、これより弾性地盤剛性が低下すると地盤外乱によって系に伝達されたエネルギーが上部構造に流れ易く、かつそこで消費され易くなるものと考えられる。 ν あるいは m_g の値に関して、この critical な境界がわずかながら移動するのは、系の基本固有振動数と地震外乱の power 卓越振動数との関係とともに、弾性地盤を含めた下部構造系の伝達特性、特に波動逸散減衰効果の差異によるものであろう。なお、Fig. 4.40 の $\lambda = 0.2$ 及び 0.4 からうかがうことが出来るように、 α を更に増大させて塑性挙動の比率を一層増すならば、上部構造の等価的な剛性が低下して、上部構造へのエネルギー集中が生じ応答の不安定的増大をもたらすと考えられる。

境界層地盤の応答特性は Figs. 4.36(b) ~ 38(b) あるいは Fig. 4.41 に示されるように、その復元力特性の初期剛性および第2分枝剛性が高いことにより、塑性域での履歴によるエネルギー消費が上部構造に比較して効果が薄く、降伏による剛性の低下で応答が増大する傾向が顕著でるが、上部構造の場合と同様に λ

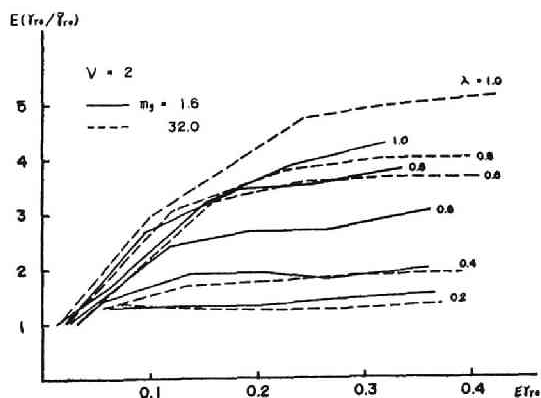


Fig. 4.41 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response; boundary layer.

に関して存在すると思われる critical point を境として、 λ の小さい領域では α に関する応答量の漸増、 λ の大きい領域では急増するという異種の特性を指摘出来る。また、一般的な傾向としてパラメータ m_g および ν に関する応答性状の変動については、定性的には弾性領域における場合と同様に上部構造に認められるものと類似している。

一方、弾性地盤の応答性状は Figs. 4.36(c) ~ 38(c) に示すが、この応答量は基礎式からも判断されるように境界層地盤の復元力応答を弾性地盤の等価剛性で除した値と関連が大でパラメータ λ に関しては当然予想されるように λ の増加に伴う等価剛性低下によって、前述の弾性領域における場合と同様に応答量の増加が顕著であるが、 α の増大によって境界層地盤復元力の降伏が発生すると当然応答量は抑制され、 $\partial^2 E_{r_{rg}} / \partial \alpha^2 < 0$ となる傾向を示している。そして、この抑制効果は境界層地盤の応答性状の λ に関する変動からも予想されるように λ の値の小さい領域で著しい。

Fig. 4.42 は既述のような ensemble 平均としての応答量でなく、個々の地震外乱による境界層地盤および弾性地盤の応答量を図中に示すパラメータ値について plot したもので、弾塑性応答である境界層地盤の r_{ro} と弾性応答である弾性地盤の r_{rg} の関係は、4.5.5 における Table 4.6 に示した弾性地盤の等価剛性の評価に相当する。図中に実線で示した折線は弾性地盤の静的剛性

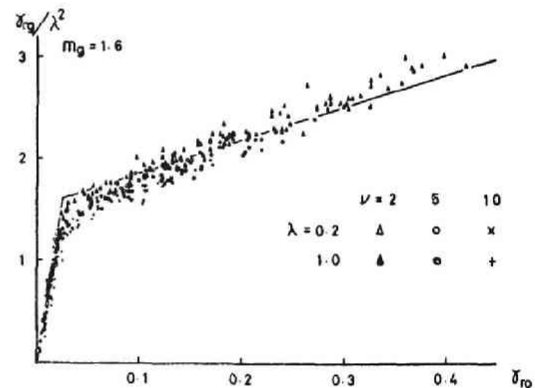


Fig. 4.42 Comparison of dynamical stiffness of elastic ground with static stiffness.

性を用いて評価した両者の関係を示している。図から明らかなようにパラメータ値の同一の場合でも応答値は同一直線上にはなく、地震外乱のそれぞれの member function によって生じる応答は地震外乱中の要素波の振動数に関する特性の違いによって弾性地盤の剛性が異なって来ることを示している。また、これらの plot の平均的な傾向および Table 4.6 から明らかなように、弾性領域内および塑性挙動の比較的小さい範囲内では λ, ν の値の増加に関して r_{rg} が減少し、等価的に弾性地盤の剛性より高まっていることを示している。 λ, ν の値の増加は弾性地盤に対しては地震外乱の振動数領域を高い側に移すことを意味し、高振動数の地震外乱に対して弾性地盤の compliance が低下していることが指摘出来る。この傾向は同一の λ 値に対して $\nu = 2, 5$ および 10 となるにつれて明瞭に現われており、また、同一の λ 値に対して $\lambda = 0.2$ および 1.0 に対

する現われ方は $\nu = 5$ および 10 では比較的顕著であるが、 $\nu = 2$ の場合は相対的に地震外乱の振動数域が低い側にあるため dynamic な効果が現われ難くなっている。一方、塑性挙動が卓越して来る範囲になると関係は逆転して、弾性地盤の応答は静的剛性を用いて評価した場合よりも大になって来る。これは主として境界層地盤の履歴特性によるエネルギー消費によって境界層地盤の応答が抑制され、逆に等価剛性が高まるために弾性地盤の応答が相対的に高まっているためと考えられる。

さらに応答量の ensemble における分布性状を調べる目的で (4.98) 式に定義した分布性状に関するいくつかの指標について、上部構造の応答に関して plot したものが、Fig. 4.43 である。横軸の $E\delta_{r1}/\sqrt{V\delta_{r1}}$ の値は連成系の system parameter 値によって変動する量であるが、この変動量に対して正規化された最大値、最小値あるいは最大値と最小値の差を表わす $a, b, (a+b)/2$ は全く無相関で、ランダムに変化する量であることが確かめられた。また、これらの指標の確率密度分布は図の右側に示すように比較的狭帯域の分布関数で示され、その平均値は $1.7 \sim 1.8$ 程度であることが判る。

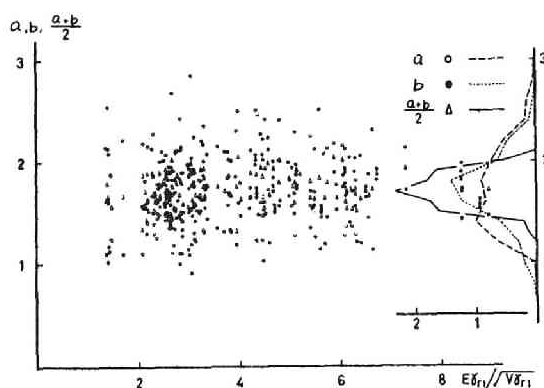


Fig.4.43 Distribution of maxima and minima of normalized response.

ii) 境界層地盤の復元力特性の影響

以上の応答解析においては、下部構造系と上部構造系の連成度に関するパラメータ λ および地震外乱強度パラメータ α を基本的な変動パラメータとして採用し、連成系各部の応答特性について論じた。扱って来た動力学モデルに含まれる下部構造系の主要な動力学特性としては波動逸散減衰を含む動的な地盤剛性特性とともにその非線形特性であったが、後者については上部構造系に対して相対的關係は固定されていた。境界層地盤の弾塑性復元力特性について実現象との対応としての実験結果にも乏しい現段階では、そのパラメータ変動域を比較的広く考慮に含める必要があると考えられる。そこで、境界層地盤の弾塑性挙動が上部構造応答に及ぼす影響をさらに詳細に検討する目的で、その非線形効果の顕著に現われるパラメータ領域においての解析結果について考察する。すなわち、ここでは境界層地盤の復元力特性の形は共通とした上で、その初期剛性 κ_0 、弾性限強度 β_0 に特に注目し、他のパラメータについては、境界層地盤復元力特性第2

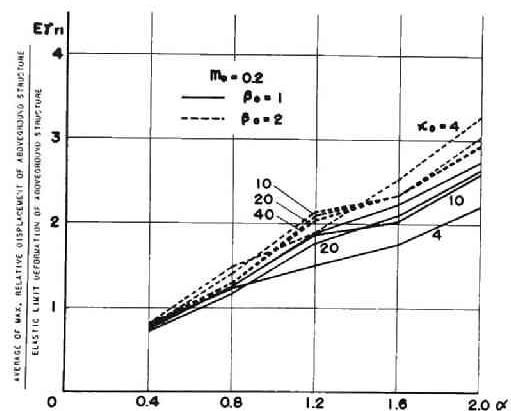


Fig.4.44 (a) Average response of main structure ; $m_0 = 0.2$.

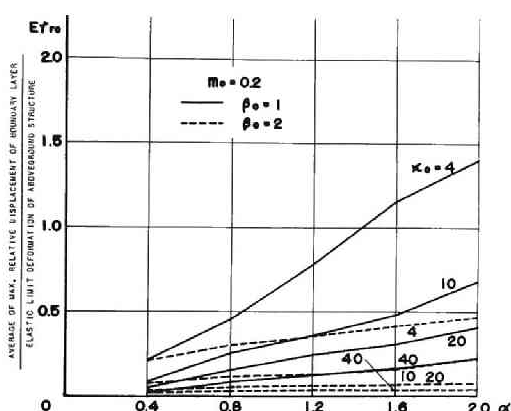


Fig.4.44 (b) Average response of boundary layer ; $m_0 = 0.2$.

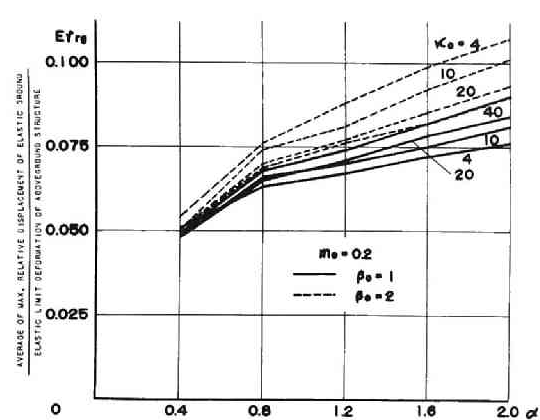


Fig.4.44 (c) Average response of elastic ground ; $m_0 = 0.2$.

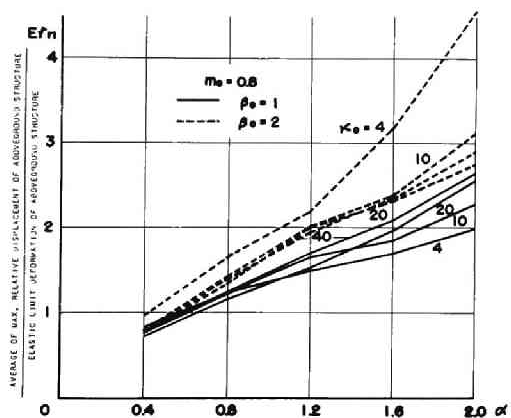


Fig.4.45 (a) Average response of main structure ; $m_0 = 0.8$.

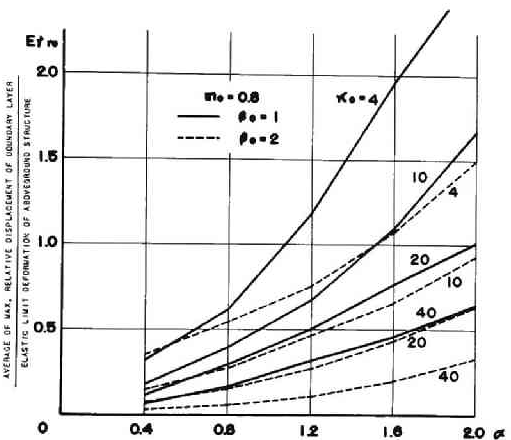


Fig.4.45 (b) Average response of boundary layer ; $m_0 = 0.8$.

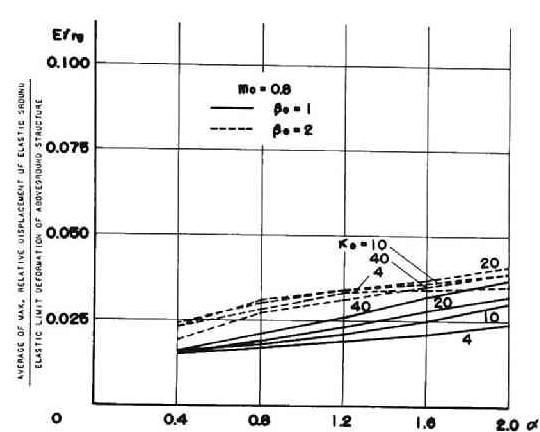


Fig.4.45 (c) Average response of elastic ground ; $m_0 = 0.8$.

分枝剛性比 $r_0 = 0.05$ ，下部構造系における質量比 $m_g = 1.6$ ，連成度パラメータ $\lambda = 0.2$ 及び，地震外乱周波数パラメータ $\nu = 5$ として固定している。

連成系各部の平均応答を Figs. 4.44, 45 に示している。両図の(a)に表わされた上部構造の応答は一般に κ_0 が相対的に大なる時には κ_0 及び m_0 の値に関係なく殆んど一致しており，影響の少ないことを示している。また，弾性限強度に関しては $\beta_0 = 1$ の場合は $\beta_0 = 2$ の場合に比較して応答が小であり，境界層地盤の降伏に伴う剛性低下及び履歴消費エネルギーが上部構造応答の抑制に効果的であることを示している。ここで採用した連成度パラメータ λ の値は 0.2 であり，典型的な硬質地盤の場合に対応していることから境界層地盤の剛性が大なる時は弾性域においてその影響は無視され得，また降伏によって応答が制御されることなどは妥当なものと考えられる。しかしながら，図から明らかなように， $\kappa_0 = 4$ で示される相対的に低い剛性を境界層地盤に想定した場合には，弾性域においては影響は僅少であるが弾塑性応答領域においては明瞭な差異が生じて来ている。すなわち， $\beta_0 = 1$ の場合には $E r_{r1}$ は $\kappa_0 = 4 \sim 40$ の場合の応答のうち最も小さい応答を示しているのに対し， $\beta_0 = 2$ の場合には最大の応答を与えている。このような複雑な応答特性は，弾性域及び弾塑性域における剛性分布によるエネルギー伝達特性の影響とともに弾性限強度分布の相異による降伏変形の集中の程度に関係しているものと考えられる。

境界層地盤の応答は両図の(b)に示されているが，図から明らかなように κ_0 ， β_0 の値によって大きく影響を受け， κ_0 の小なる程また β_0 の小なる程応答は大となっている。 κ_0 及び β_0 の大きい場合は弾性域から弾塑性域を通じて境界層地盤の等価的な剛性は大きく，応答値は減少し，地震外乱強度 α の増加に対しても急激な応答の増加を示さず安定な変動と見做すことが出来る。一方， κ_0 及び β_0 の小なる場合は α の増加に伴って応答の増加が著じるしいが， $m_0 = 0.8$ の場合に特に顕著である。境界層地盤応答を靱性率の尺度で表わす場合は $E r_{r0}$ の値に κ_0 / β_0 を乗じる必要があるが，この靱性率応答に関しては， β_0 あるいは $1/\kappa_0$ が増加するにつれて減少する傾向を示していることは注目すべきである。一方，弾性地盤応答は(c)図に示されている。応答特性の一般的傾向は α の増加につれて境界層地盤の塑性降伏によって応答量が抑制されている。また，弾性地盤の等価剛性 κ_g が m_0 の値に比例することから判断されるように応答値は m_0 の値の相違によって明らかな影響を受けている。しかしながら $m_0 = 0.2$ の場合の応答は $m_0 = 0.8$ の場合の応答の約 3 倍となっており，両者の比は κ_g の値の比とは若干の違いが現われている。これは下部構造系に作用する慣性力の効果の相違及び地盤へのエネルギー

逸散減衰の相違などによると考えられる。また、 $E_{r,g}$ は弾性限強度パラメータ β_0 の低下によってもたらされる明瞭な抑制効果に比較して、初期剛性パラメータ κ_0 によって相対的に小さい影響しか受けていないことが現われている。

iii) 多質点上部構造系の応答特性

4.6.4 の i) 及び ii) においては連成系における上部構造の動力学モデルを 1 自由度系として応答解析を行なった結果について述べたが、ここでは上部構造の自由度を増し、主として下部構造系の弾塑性連成効果が上部構造の応答分布にどのような影響を及ぼすかについて考察する。連成系の動力学パラメータは次のように与えている。

上部構造パラメータ： $\{m_i\} = \{1, 1, 1\}$

$\{\kappa_i\} = \{\beta_i\} = \{1, 7/9, 5/9\}$, $\{\delta_i\} = \{1, 1, 1\}$

$\{\tau_i\} = \{0.1, 0.1, 0.1\}$

したがって、上部構造の無次元基本固有円振動数 ${}_1\omega_s$ は 0.4073 として与えられる。

下部構造パラメータ： $m_0 = 0.5, 2.0$; $\kappa_0 = 4.0$, $\beta_0 = 1, 2$, $r_0 = 0.05$

$m_g = 1.6, 8.0, 16.0$

また、地震外乱としては簡単のためランダム波形の一部として作製した一つの確定パターンを用い、その特性は既述の地震外乱 ensemble の特性と確率統計の意味で一致させている。

以上のような条件を設定して行なった非定常応答解析結果の一部を Figs. 4.46 ~ 50 に示している。図中 τ_R は $\{\tau_{Ri}\}$, $i = g,$

0, 1, ..., 3 を表わす。地震外乱 λ 力を一つのランダム性確定波形として有限継続時間のパターンを用いたために、そのパワースペクトル密度の非一様性から連成系応答特性の一般性を指摘し難いが、大略次のように要約できる。

(i) 上部構造の相対変位応答

地震外乱の周波数パラメータ λ については応答の減少の傾向が比較的明らかであるが、 λ に関しては減少の傾向

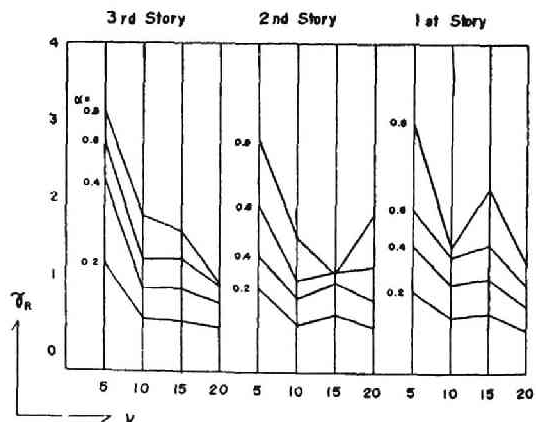


Fig.4.46 Basic response diagram of main structure with rigid base.

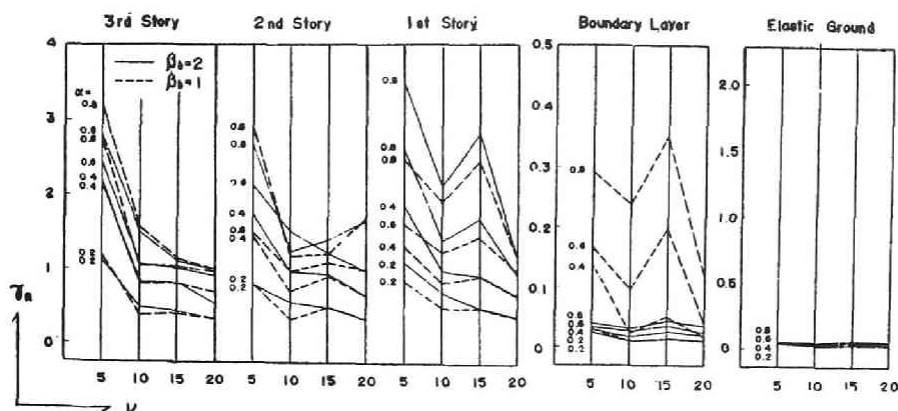


Fig.4.47 (a) Basic response diagram ; $m_0 = 0.5$, $m_g = 1.6$, $\lambda = 0.1$.

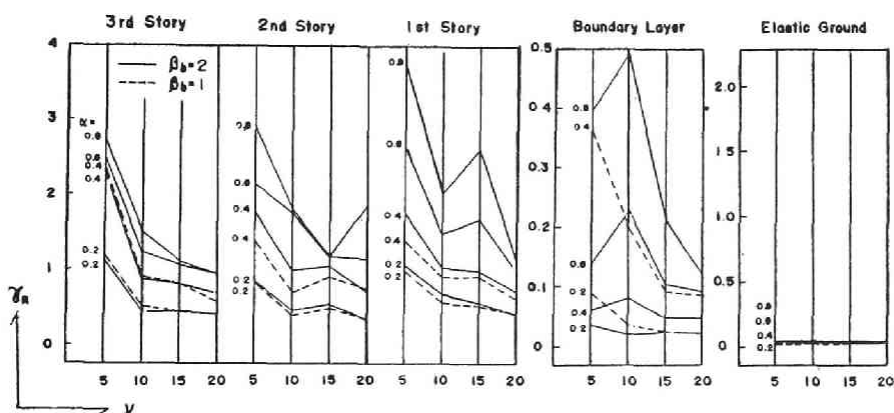


Fig.4.47 (b) Basic response diagram ; $m_0 = 2.0$, $m_g = 8.0$, $\lambda = 0.1$.

にあることは認められるものの地震外乱のスペクトル特性の変動の影響を強く受けて応答値の局所的な変動が著しい。また、境界層地盤復元力特性の弾性限度パラメータ β_0 は応答の分布性状に影響を及ぼし、弾性域内における上部構造応答分布は既略一様と見做せるが、地震外乱強度 α の増加に伴って β_0 の大きい場合は下層部、特に第1層の応答を増加させる傾向にある。その他の種々の連成系を規定するパラメータ値の組み合わせに対して、ここで対象とした領域内では一般に下部構造系の非線形連成効果が上部構造応答に及ぼす影響は少ないと云える。

(ii) 境界層地盤の相対変位応答

境界層地盤の応答特性は、 λ, ν に関しては上部構造応答と同様な傾向を示しているが強い非線形性 $r_0 = 0.05$ を与えているために地震外乱強度の増加に伴って挙動が弾性

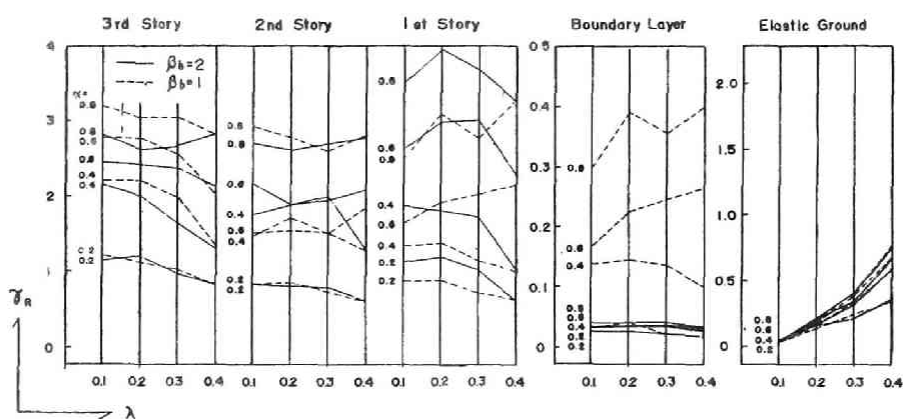


Fig.4.48 (a) Basic response diagram ; $\nu = 5$, $m_0 = 0.5$, $m_g = 1.6$.

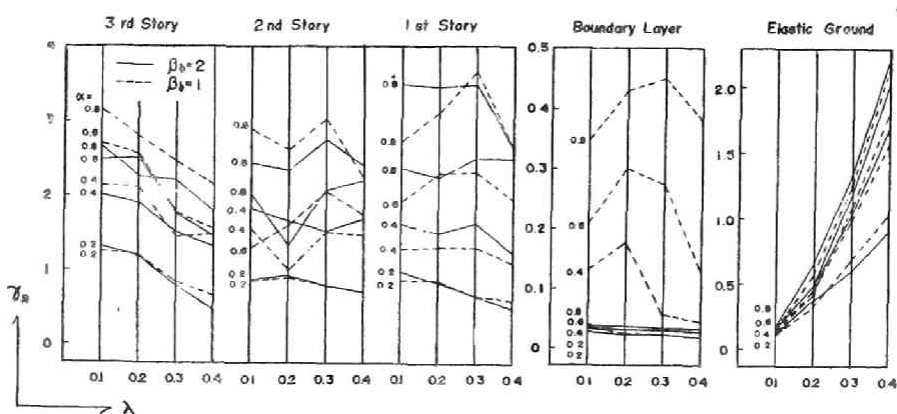


Fig.4.48 (b) Basic response diagram ; $\nu = 5$, $m_0 = 0.5$, $m_g = 16.0$.

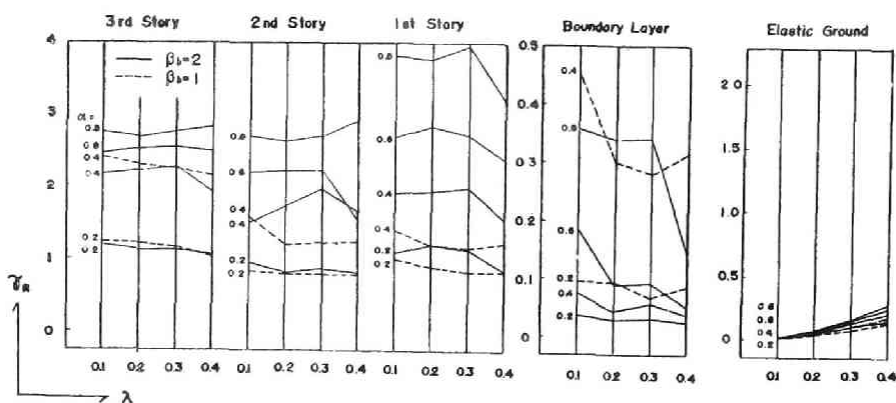


Fig.4.48 (c) Basic response diagram ; $\nu = 5$, $m_0 = 2.0$, $m_g = 1.6$.

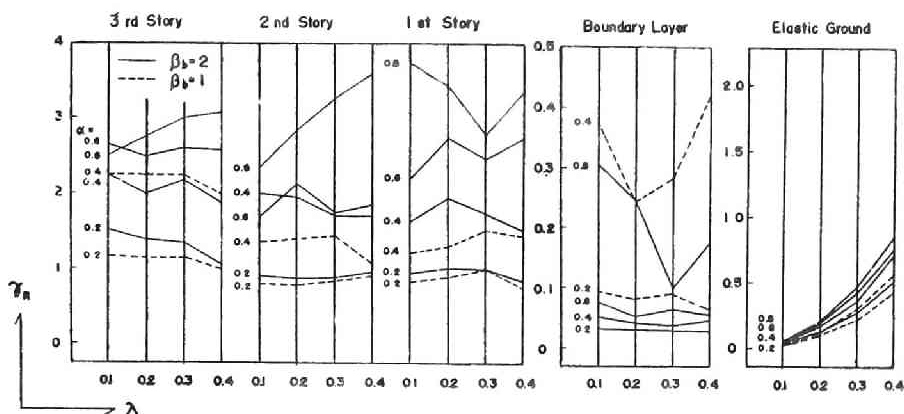


Fig.4.48 (c) Basic response diagram ; $\nu = 5$, $m_0 = 2.0$, $m_g = 16.0$.

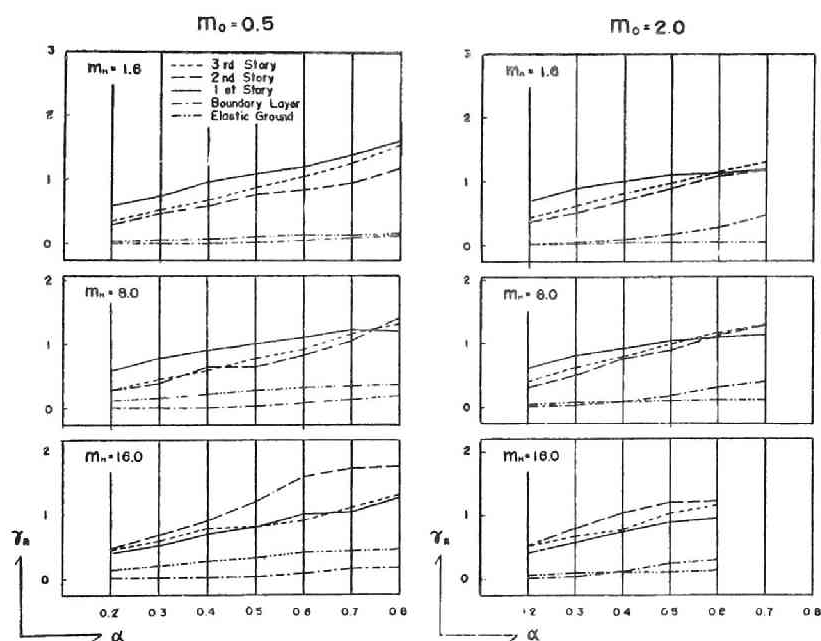


Fig.4.49 Average response diagram ; $\nu = 10$, $\lambda = 0.2$, $\beta_0 = 1.0$.

域から弾塑性域へと遷移するとともに急激な応答増加を示している。すなわち、 m_0 が大なる時あるいは β_0 が小なる時には下部構造系に作用する慣性力が大きく、その弾性限強度が低いために塑性化の傾向が強く、大きい応答値を与えている。境界層地盤の塑性降伏による等価剛性の低下と履歴減衰性の作用によって一般に連成系各部の応答は抑制される傾向にある。

(iii) 弾性地盤の相対変位応答

弾性地盤の応答は弾性域においては一般にその等価剛性 κ_g の逆数に比例する形で示さ

れ、したがってパラメータ λ に関する変動が大であり地盤が軟質になるにつれて大きい応答を与えている。弾性地盤の等価剛性は既に述べて来たように、他のパラメータ値とは次式の関係で示される。

$$\kappa_g = \frac{m_0}{m_g q^2} = \frac{m_0}{m_g \lambda^2} \left(\frac{1 \omega_s}{1 \omega_g'} \right)^2 \quad (4.105)$$

したがってパラメータ m_0, m_g の値によっても応答に明瞭な相違が見られる。一方、境界層地盤が弾塑性挙動を示す場合にはその降伏によって境界層地盤のせん断応答が抑制され、その結果弾性地盤応答も抑制される。すなわち、地震外乱強度パラメータ α に関しては $\partial^2 E_{T_{rg}} / \partial \alpha^2 < 0$ の傾向を有することが図から明らかである。

(iv) 上部構造の転倒モーメント応答

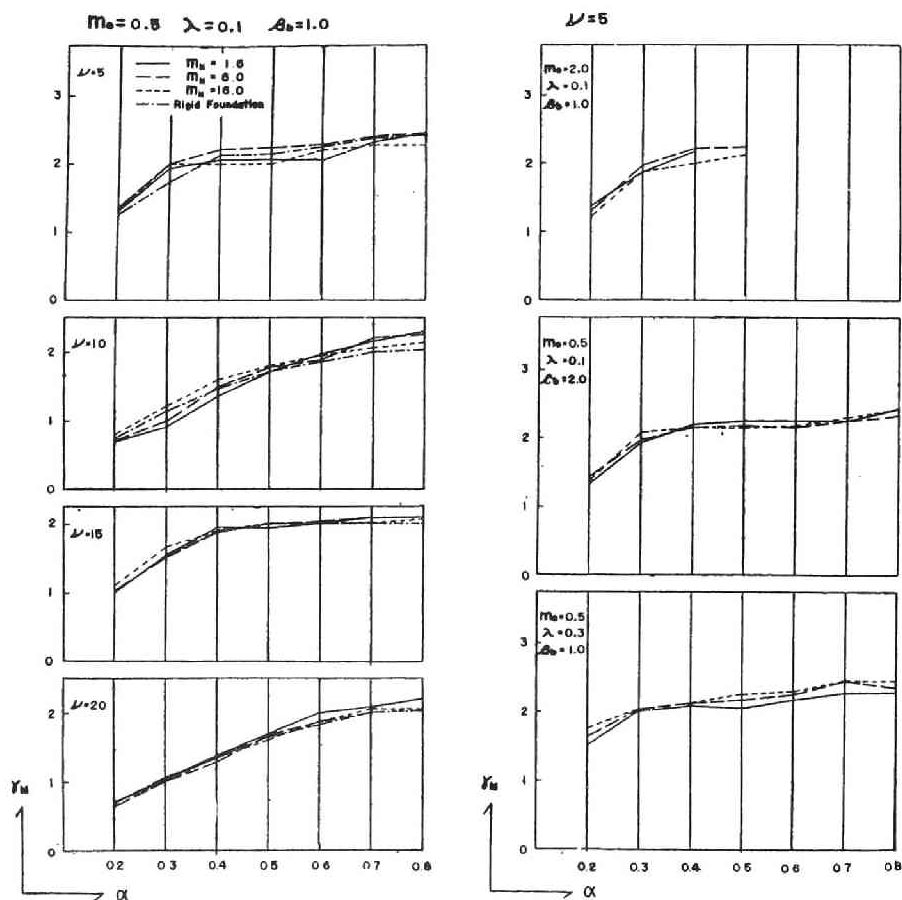


Fig.4.50 Response diagram of overturning moment factor.

上部構造の基礎に対する転倒モーメント応答の無次元表示は次式で与えられる。

$$r_M = \frac{\left| \sum_{i=1}^n L_i \phi_i \right|_{\max}}{\bar{B} \bar{L}} = \left| \sum_{i=1}^n l_i \kappa_i \phi_i \right|_{\max} \quad (4.106)$$

ここに L_i は上部構造 i 層の層高、 \bar{L} はその基準量であり、

$$l_i = \frac{L_i}{\bar{L}} \quad (4.107)$$

で無次元層高が表わされる。ここでは $[1] = [1, 1, 1]$ としている。また、(4.106)式の $\bar{B} \bar{L}$ は弾性限層抵抗モーメントの基準量である。Fig. 4.50 に示す r_M に関する基本応答図から次のような傾向が指摘出来る。地震外乱強度 α の増加につれて r_M の増加が緩やかとなり $\partial^2 r_M / \partial \alpha^2 < 0$ の特性を有している。これは α の増加によって上部構造の挙動が弾性域から弾塑性域へと移行し、各層せん断力の属加が抑制されることが主たる原因と考えられる。また、rigid foundation として表わされる $\lambda = 0$ の場合と下部構造系が連成している場合との応答に大きな差を認め難く、連成動力学モデルパラメータの影響は少ないと言える。しかしながら、連成系の比較的 sharp な filter 特性により、地震外乱の周波数パラメータに関しては弾性域においては、上部構造相対変位応答と同様に若干の影響を認めることが出来る。

以上 4.6 で扱った地盤一構造物連成系の弾塑性地震応答特性の考察を要約すると次の諸点が指摘出来る。

上部構造に対する下部構造系の連成度の低い硬質地盤の場合には、弾性地盤への波動逸散に伴う減衰性が小さいために、境界層地盤あるいは上部構造が塑性化すると、履歴によるエネルギー消費が連成系の応答抑制に効果的であり、特に、境界層地盤の塑性化は、降伏による剛性低下によって示される緩衝作用と、履歴エネルギー消費による減衰効果によって、上部構造の弾性応答に対して有利に作用している。

連成効果の大きい軟質地盤に対しては、基本固有振動数の減少と減衰性の増加によって上部構造の弾性応答は発達せず、連成効果は安全側の作用として現われるが、連成によって生じる低振動数域の地震外乱を強調するフィルター作用によって、塑性域における上部構造の応答は急激な増加を示し、応答の安定性は低下する。したがって終局耐震安全性に対しては、慎重な考慮を要するものと考えられる。

4.7 等価線形化法による地盤 — 構造物系の弾塑性地盤応答

4.7.1 序

非線形系の振動問題における等価線形化法は一般に用いられるところであるが, bilinear 履歴形の復元力特性を有する構造物系がランダム性外乱を受けた時の応答評価に関しては, 復元力特性を等価剛性及び等価減衰係数で表わすことによって扱う解法が示されている^{[4.34]~[4.36]}。本節では, この手法を地盤 — 構造物連成系の弾塑性応答解法に適用して, 連成系の弾塑性応答特性をより一般的な形で取り扱う方法を示す。連成系の動力学系モデルは前節までに扱ったと同様に質点系上部構造と, 基礎質量 — 境界層地盤 — 弾性地盤からなる下部構造系とで構成される。境界層地盤の復元力特性を bilinear 履歴形とした場合についての解法を示し, 1 質点系及び 5 質点系の上部構造を有する場合の数値例について考察を加える。すなわち, white noise を外乱に仮定しそのスペクトル密度と bilinear 履歴特性の第 2 分枝剛性比をパラメータに採用して, 境界層地盤の弾塑性特性の連成系応答特性に及ぼす影響を考察し, 前節までに扱って来た非定常解析による応答特性との定性的な比較を行なう。

4.7.2 等価線形化法による等価剛性, 等価減衰の表現

ここでは非線形特性として Fig. 4.51 に示す bilinear 履歴形特性に限定する。まず, Fig. 4.51 に示される復元力特性において, 入力 z に対して, φ_0 が原点を中心とする 1 サイクルを描く時について次式で近似するものとする。

$$\varphi_0(z, \dot{z}) = k_0 z + d_0 \dot{z} \quad (4.108)$$

ここに, k_0, d_0 は次式で示す誤差関数を最小とする様に定めるものとする。

$$I(k_0, d_0) = \int_{\tau}^{\tau+\bar{\tau}} [\varphi_0(z, \dot{z}) - (k_0 z + d_0 \dot{z})]^2 d\tau \quad (4.109)$$

ここに τ は時間, $\bar{\tau}$ は安定な履歴 1 サイクルの周期を表わす。(4.109) 式の最小化の条件は

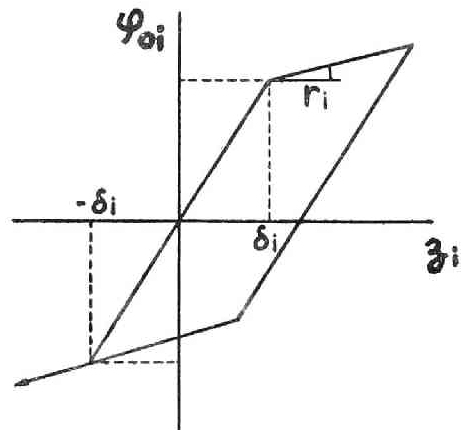


Fig.4.51 Bilinear restoring characteristics.

$$\frac{\partial I}{\partial k_0} = 0, \quad \frac{\partial I}{\partial d_0} = 0 \quad (4.110)$$

で与えられ、したがって

$$k_0 = \frac{\left| \begin{array}{cc} \int \varphi z d\tau & \int z \dot{z} d\tau \\ \int \varphi \dot{z} d\tau & \int \dot{z}^2 d\tau \end{array} \right|}{\left| \begin{array}{cc} \int z^2 d\tau & \int z \dot{z} d\tau \\ \int z \dot{z} d\tau & \int \dot{z}^2 d\tau \end{array} \right|}, \quad d_0 = \frac{\left| \begin{array}{cc} \int z^2 d\tau & \int \varphi z d\tau \\ \int z \dot{z} d\tau & \int \varphi \dot{z} d\tau \end{array} \right|}{\left| \begin{array}{cc} \int z^2 d\tau & \int z \dot{z} d\tau \\ \int z \dot{z} d\tau & \int \dot{z}^2 d\tau \end{array} \right|} \quad (4.111)$$

が得られる。(4.111)式における積分範囲は $(\tau, \tau + \bar{\tau})$ である。

ここで入力 z の挙動が振動的であり、その振巾が slowly varying であること、したがって hysteresis loop の形が滑らかで安定であることを仮定し、1 サイクルの間において z を sinusoidal なものとする

$$k_0(\chi) = \begin{cases} \frac{2(1-r)(2-\chi)}{\pi \chi^2} \sqrt{\chi-1} + \frac{1-r}{\pi} \cos^{-1}\left(1 - \frac{2}{\chi}\right) + r, & 1 \leq \chi \\ 1, & 0 \leq \chi < 1 \end{cases} \quad (4.112)$$

$$d_0(\chi) = \begin{cases} \frac{4(1-r)(\chi-1)}{\pi \bar{\omega} \chi^2}, & 1 \leq \chi \\ 0, & 0 \leq \chi < 1 \end{cases} \quad (4.113)$$

$$\chi = z/\delta, \quad \bar{\omega} = 2\pi/\bar{\tau} \quad (4.114)$$

と表わすことが出来る。(4.112)式、(4.113)式の1 サイクル当りの等価表現を用いて、ランダム応答の平均量表現を得るためには、更にこれを空間平均を行う必要がある。すなわち、等価剛性 k_e 、等価減衰係数 d_e は

$$k_e(t) = \frac{\int_0^\infty \int_0^\infty k_0(\chi) \chi^2 p(\chi, \tau; t) d\chi d\tau}{\int_0^\infty \int_0^\infty \chi^2 p(\chi, \tau; t) d\chi d\tau} \quad (4.115)$$

$$d_e(t) = \frac{\int_0^\infty \int_0^\infty d_0(\chi) \dot{\chi}^2 p(\chi, \tau; t) d\chi d\tau}{\int_0^\infty \int_0^\infty \dot{\chi}^2 p(\chi, \tau; t) d\chi d\tau} \quad (4.116)$$

ここで確率変数 χ と τ の独立性を仮定すると

$$\begin{aligned} p(\chi, \tau; t) &= p_\chi(\chi; t) p_\tau(\tau; t) \\ &= p_\chi(\chi; t) p_\omega(\omega; t) \end{aligned} \quad (4.117)$$

として与えられるが、 τ あるいは ω については確定量として与えられるものとし、次式を仮定する。

$$p_\tau(\tau; t) = \delta(\tau - \bar{\tau}), \quad p_\omega(\omega; t) = \delta(\omega - \bar{\omega}) \quad (4.118)$$

(4.117) 式, (4.118) 式を (4.115) 式, (4.116) 式に用いると

$$k_e(t) = \frac{\int_0^\infty \chi^2 k_0(\chi) p_\chi(\chi; t) d\chi}{\int_0^\infty \chi^2 p_\chi(\chi; t) d\chi} \quad (4.119)$$

$$d_e(t) = \frac{\int_0^\infty \chi^2 d_0(\chi) p_\chi(\chi; t) d\chi}{\int_0^\infty \chi^2 p_\chi(\chi; t) d\chi} \quad (4.120)$$

また、 $p_\chi(\chi; t)$ は正規性を仮定して極値振巾確率密度関数を求めると

$$\begin{aligned} p_\chi(\chi; t) &= \delta \exp\left(-\frac{\chi^2 \delta^2}{2 {}_0K_{zz}}\right) \left[\frac{\chi \delta}{{}_0K_{zz}} \exp\left(-\frac{\rho^2 \chi^2 \delta^2}{2(1-\rho) {}_0K_{zz}}\right) \right. \\ &\quad \left. + \rho \sqrt{\frac{\pi}{{}_0K_{zz}}} \left(\frac{\chi^2 \delta^2}{{}_0K_{zz}} - 1 \right) \operatorname{erf}\left(\frac{\rho \chi \delta}{\sqrt{2(1-\rho) {}_0K_{zz}}}\right) \right] \end{aligned} \quad (4.121)$$

$$\rho = {}_0K_{zz} / \sqrt{{}_0K_{zz} {}_0K_{zz}} \quad (4.122)$$

で与えられる。

また、 $\bar{\omega}$ は

$$\bar{\omega} = 2\pi / \bar{\tau} = \lambda \sqrt{1 - \rho^2}, \quad \lambda = \sqrt{{}_0K_{zz}^* / {}_0K_{zz}} \quad (4.123)$$

で与えられる。ここに、 ${}_0K_{zz}$; ${}_0K_{zz}^*$ は z , \dot{z} の分散、 ${}_0K_{zz}^*$ は z 及び \dot{z} の共分散を表わす。

定常状態が仮定出来る時には (4.122) 式において $\rho = 0$ が得られ、したがって

$$k_e = \frac{\int_0^\infty \chi^2 k_0(\chi) p(\chi) d\chi}{\int_0^\infty \chi^2 p(\chi) d\chi} \quad (4.124)$$

$$d_e = \frac{\int_0^\infty \chi^2 d_0(\chi) p(\chi) d\chi}{\int_0^\infty \chi^2 p(\chi) d\chi} \quad (4.125)$$

$$p(\chi) = \frac{\chi^{\delta^2}}{{}_0K_{zz}} \exp\left(-\frac{\chi^2 \delta^2}{2 {}_0K_{zz}}\right) \quad (4.126)$$

$$\bar{\omega} = \sqrt{{}_0K_{zz}^* / {}_0K_{zz}} \quad (4.127)$$

として与えられる。

4.7.3 基礎方程式と入出力の定義

ここでは 4.4 Fig. 4.7 に示される連成系モデルを扱うものとする、無次元基礎運動方程式は次の様に表わされる。

$$([m] s^2 + [\kappa(s)])\{u\} = \{F(s)\} = \{m\}f(s) = \{m\}\alpha\alpha(s) \quad (4.128)$$

$$\text{ここに } [m] = \begin{bmatrix} 0 & & 0 \\ & m_0 & \\ 0 & & m_n \end{bmatrix} \quad (4.129)$$

$$[\kappa(s)] = \begin{bmatrix} \kappa_g \kappa_H(qs) + \kappa_0(d_{e0}s + k_{e0}) & -\kappa_0(d_{e0}s + k_{e0}) & 0 \\ -\kappa_0(d_{e0}s + k_{e0}) & \kappa_0(d_{e0}s + k_{e0}) + \kappa_1(d_{e1}s + k_{e1}) & \\ 0 & & \kappa_n(d_{en}s + k_{en}) \end{bmatrix} \quad (4.130)$$

$$\{u\} = \{u_g, u_0, \dots, u_n\}^T \quad (4.131)$$

なお、 d_{ei} , k_{ei} は bilinear 履歴特性 $\varphi_i(z_i)$ を前節の手法によって線形化を行なって得られる等価剛性及び等価減衰係数を表わす。(4.128)式は或いは次の様に表わすことも出来る。

$$\left. \begin{aligned} ([m] s^2 + [\kappa(s)]) \{u\} &= [w(s)] \{u\} = \{F(s)\} \\ \{u\} &= ([m] s^2 + [\kappa(s)])^{-1} \{F(s)\} = [G(s)] \{F(s)\} \end{aligned} \right\} \quad (4.132)$$

$$\left. \begin{aligned} [w(s)] &= [m] s^2 + [\kappa_H(s)] \\ [G(s)] &= ([m] s^2 + [\kappa_H(s)])^{-1} = [w(s)]^{-1} \\ &= [^{(1)}\Delta_j^i(s) / \Delta_c(s)] \end{aligned} \right\} \quad (4.133)$$

ここに $^{(1)}\Delta_j^i(s)$ は $[w(s)]$ の (i, j) の要素の cofactor を示し、 $\Delta_c(s)$ は

$$\Delta_c(s) = \det. ([m] s^2 + [\kappa(s)]) \quad (4.134)$$

で与えられる。また、 $[G(s)]$ は運動座標系に関する伝達関数マトリックスを示している。これらの表現は $s = j\omega$ とおくことによって以下の様に表わされる。

$$\begin{aligned} \{u(j\omega)\} &= [G(j\omega)] \{F(j\omega)\} \\ &= (-[m]\omega^2 + [\kappa(j\omega)])^{-1} \{F(j\omega)\} \\ &= [^{(1)}\Delta_j^i(j\omega) / \Delta_c(j\omega)] \{F(j\omega)\} \end{aligned} \quad (4.135)$$

また、入力 $\{F(j\omega)\}$ に関しては

$$\{F(j\omega)\} = \{m\} f(j\omega) = \{m\} \alpha \alpha(j\omega) \quad (4.136)$$

これらを用いて運動座標系における応答のスペクトル密度マトリックス $[{}_0S(\omega)]$ は次の様に表わされる。

$$\begin{aligned} [{}_0S(\omega)] &= \{u(j\omega)\} \{u(j\omega)\}^* \\ &= [G(j\omega)] \{F(j\omega)\} \{F(j\omega)\}^* [G(j\omega)]^* \\ &= [G(j\omega)] [{}_IS(\omega)] [G(j\omega)]^* \end{aligned} \quad (4.137)$$

ここに $[A]^*$ は $[A]$ の transposed conjugate matrix を示し、 $[{}_IS(\omega)]$ は次式に示す入力のスペクトル密度マトリックスである。

$$[{}_IS(\omega)] = \{F(j\omega)\}\{F(j\omega)\}^* = \alpha^2 \{m\}\{m\}^T |\alpha(j\omega)|^2 \quad (4.138)$$

応答の分散 ${}_0K_{u_i u_i}$ は次の様に表わされる。

$${}_0K_{u_i u_i} = {}_{0u}R_i^i(0) \quad (4.139)$$

$$[{}_0R(\tau)] = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [{}_0S(\omega)] e^{j\omega\tau} d\omega \quad (4.140)$$

$$\begin{aligned} [{}_0R(0)] &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [{}_0S(\omega)] d\omega \\ &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [G(j\omega)] [{}_IS(\omega)] [G(j\omega)]^* d\omega \end{aligned} \quad (4.141)$$

ここに $[{}_0R(\tau)]$ は応答の相関関数マトリックスを表わす。

(4.139) 式を用いて、連成系各部相対変位の standard deviation は平均値が零となる時、次式によって計算出来る。

$$E[|u_i - u_{i-1}|] = E\left[\left|\frac{Y_i - Y_{i-1}}{\Delta}\right|\right] = \sqrt{{}_0K_{u_i u_i}} - \sqrt{{}_0K_{u_{i-1} u_{i-1}}} \quad (4.142)$$

$$i = 0, 1, \dots, n, \quad u_{-1} = u_g, \quad Y_{-1} = Y_g$$

$$E[|u_g|] = E\left[\left|\frac{Y_g}{\Delta}\right|\right] = \sqrt{{}_0K_{u_g u_g}} \quad (4.143)$$

4.7.4 非線形境界層地盤の連成系応答に及ぼす影響

i) 応答解析における仮定

地盤 — 構造物連成系において考慮される非線形特性としては、まず、一般に非弾性的特性の強い材料から成る地盤に対して想定されるが、地震時の連成系挙動に着目する時、特に、構造物周辺の地盤に現われる局所的な非線形特性は不可避的な現象として考えねばならない。さらに、設計対象である上部構造系においては激震に対する終局耐震安全性の確保のために、その弾塑性挙動を解析することが重要となって来る。

ここでは、連成系の非線形性として、まず第一義的に想定すべき構造物周辺地盤に関するものを採り上げ、非線形境界層地盤を有する地盤 — 構造物連成系の応答特性に限定す

るものとする。すなわち，上部構造系は線形とし，境界層地盤の復元力特性に対して 4.7.2 で述べた等価線形化法を用いる。したがって，基礎方程式は次の様に表わされる。

$$\begin{aligned}
 & ([m]s^2 + [\kappa(s)]\{u\} = \{m\}f(s) \\
 & \left. \begin{aligned}
 [m] &= \begin{bmatrix} 0 & \cdots & 0 \\ & m_0 & \\ 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \\
 [\kappa(s)] &= \begin{bmatrix} \kappa_g \kappa_H(qs) + \kappa_0(d_e s + k_e) & -\kappa_0(d_e s + k_e) & & 0 \\ -\kappa_0(d_e s + k_e) & \kappa_0(d_e s + k_e) + \kappa_1 & -\kappa_1 & \\ & & \ddots & \ddots \\ 0 & & -\kappa_n & \kappa_n \end{bmatrix} \\
 \{u\} &= \{u_g, u_0, \dots, u_n\}^T
 \end{aligned} \right\} \quad (4.144)
 \end{aligned}$$

ここで，連成系応答の数値解を求めるために，主要な system parameter として，下部構造系の連成度を示す $\lambda (= {}_1\Omega_s / {}_1\Omega_g)$ ，及び境界層地盤復元力特性の第 2 分枝剛性比 $r (= K_{02}/K_{01})$ を採用するものとし，他のパラメータ値を次の様に定める。

まず，下部構造系については，基礎と弾性地盤の質量比 m_g を

$$m_g = \frac{M_0}{\rho_b^3} = 1.6 \quad \phi \quad 32.0$$

境界層地盤の初期剛性 κ_0 を

$$\kappa_0 = \frac{K_{01}}{\bar{K}} = 40$$

上部構造系については，最下層の質量と初期剛性をそれぞれの基準量 \bar{M} 及び \bar{K} に採るものとし

$$m_1 = \frac{M_1}{\bar{M}} = 1, \quad \kappa_1 = \frac{K_{11}}{\bar{K}} = 1$$

ここでは，上部構造を 1 質点系とした場合及び 5 質点系とした場合を扱うが，後者に対しては適正動力学特性として得られた資料^[4.37]を考慮して次の様に質量及び初期剛性の分

布を与える。

$$\{m\} = \{1\}$$

$$\{\kappa\} = \left\{1 - b_1 \left(\frac{i-1}{4}\right)^{b_2}\right\}, \quad i = 1, 2, \dots, 5, \quad b_1 = 0.7, b_2 = 1.5$$

また、上部構造 1 質点系及び 5 質点系それぞれに対して、基礎の質量比 m_0 を 0.2 及び 2.0 としている。

$$m_0 = \frac{M_0}{M} = \frac{M_0}{M_1} m_1 = 0.2 \quad \text{or} \quad 2.0$$

一方、外乱については系の sharp な filter 特性を考慮するとともに基本的な応答特性の考察を対象として考えるものとし、これを white random process として与える。しかる時 (4.138) 式における入力のスเปクトル密度は

$$\left. \begin{aligned} [I] S(\omega) &= \alpha^2 \{m\} \{m\}^T |\alpha(j\omega)|^2 \\ &= \alpha^2 \{m\} \{m\}^T = S_0 \{m\} \{m\}^T \\ S_0 &= \alpha^2 |\alpha(j\omega)|^2 = \alpha^2 \end{aligned} \right\} \quad (4.145)$$

で与えられる。

したがって連成系の応答特性に及ぼす境界層地盤の非線形特性の影響は、外乱強度との関連において定まる弾性限強度についてはパラメータ S_0 、塑性域における特性についてはパラメータ r に関して考察される。

ii) 上部構造 1 質点系の場合

上部構造の概括的な動特性として、その基本固有振動のみを考慮し、ここでは 1 自由度系として想定している。非線形境界層地盤に対して求めた等価剛性 k_e 、等価減衰係数 d_e は、 $m_g = 1.6$ 、 $\lambda = 0.6$ の場合について Fig. 4.52 に示されている。横軸は境界層地盤の相対変位応答の標準偏差を示すが、非線形化は弾性限変位 0.025 の約 1/3 に当る 0.008 付近から現われ、 k_e は急激に減少し応答量の増加とともに r の値に収束している。一方、 d_e は非線形化に伴ない急増するが、応答量の増加につれて極大値を示し一定の応答量を超過すると減少の傾向にある。この極大値は r によって異なり、また極大値を示す変位は概ね弾

性限変位の 1.5 倍程度に生じるが r の値によって僅かに異なっている。履歴特性は一般に予想されるように塑性挙動が比較的少ない時には減衰効果が大であるが、塑性域での挙動が大きくなるにつれてその効果が減少することを示している。

Fig. 4.53 には種々の値の λ に対して k_e , d_e の変動を同様に示してある。 k_e は応答値と対応して前図と一致して表示されている。 d_e については定性的傾向は種々の λ 値に対して等しいが、 d_e の値は λ の大なる程大きい値となっている。これは d_e が平均円振動数 $\bar{\omega}$ の関数であり、 λ の値によって連成系の固有円振動数が異なることに起因している。また、Fig. 4.54 には横軸に λ を採ってこれらを示しているが、 λ の値によって応答値が大きく異なるために、 k_e は λ に関する単調増加の傾向を示し、 d_e は λ の変動による 2 つの相反する影響、 λ の増加に伴な

う $\bar{\omega}$ の低下によって d_e が増加する傾向及び λ の増加に伴ない応答量が減少することによって d_e が減少する傾向に狭まれて、明確な peak を生じている。

Fig. 4.55 は境界層地盤のせん断力の標準偏差を示している。(a) 図から λ の小さい場合には非線形化によって応答の減少が顕著であるが $0.8 \leq \lambda \leq 1.2$ では塑性化に伴なってせん断力が増加していることは注目される。これは非線形化による剛性低下、減衰性の増加にも拘らず変位の増加が優勢であることを示している。(b) 図に示すように、比較的硬質地盤に対応する $\lambda = 0.2$ の場合、境界層のせん断力は塑性化によって著しい減少を示しているが、 $\lambda = 0.8$ の場合は僅かではあるが逆の傾向となって現われていることにも示

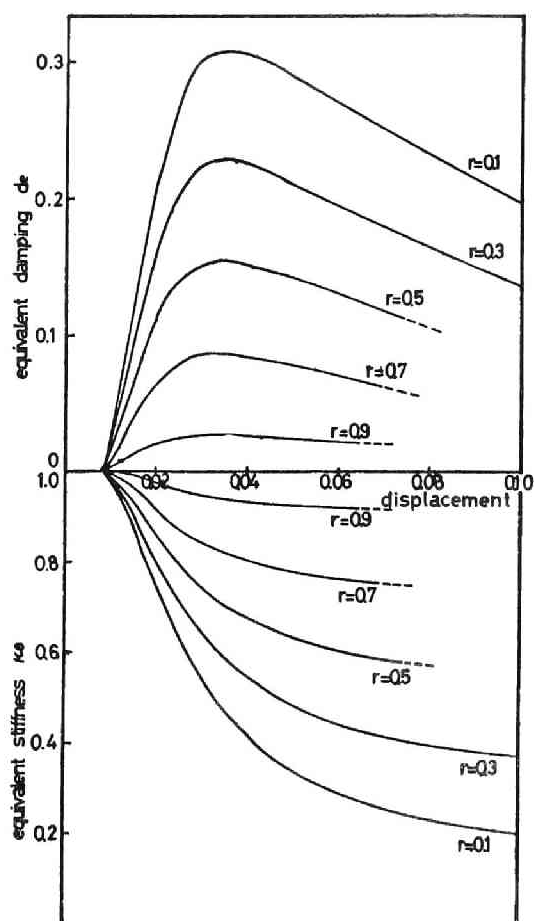


Fig.4.52 Equivalent stiffness and equivalent damping of boundary layer.

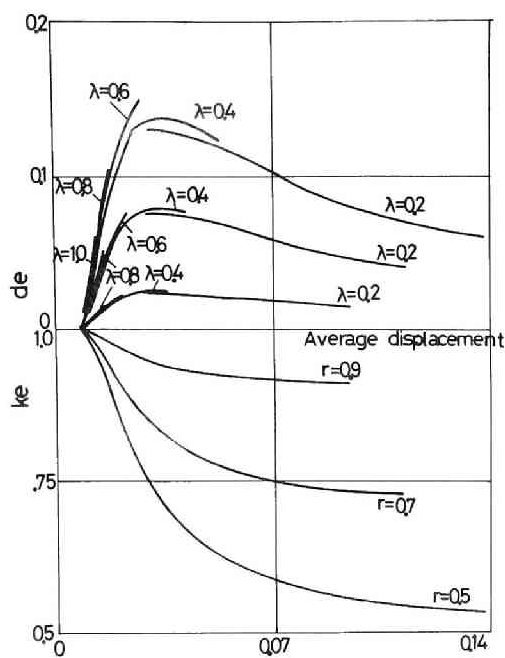


Fig.4.53 Equivalent stiffness and equivalent damping of boundary layer.

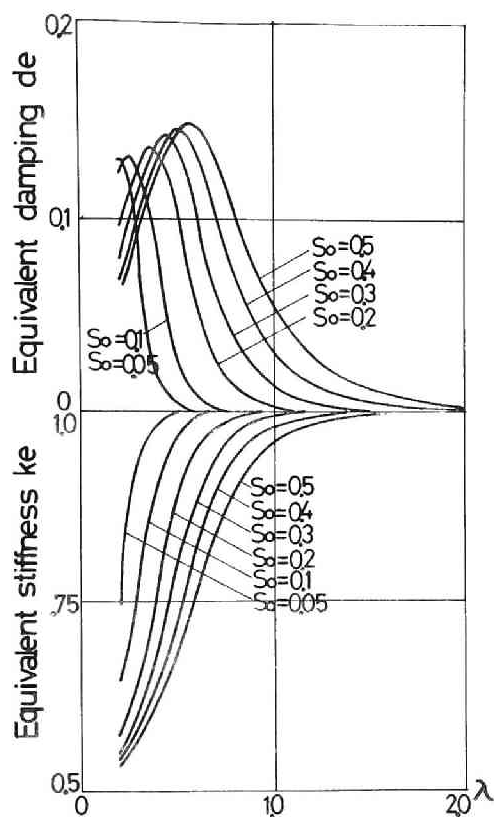


Fig.4.54 Equivalent stiffness and equivalent damping of boundary layer.

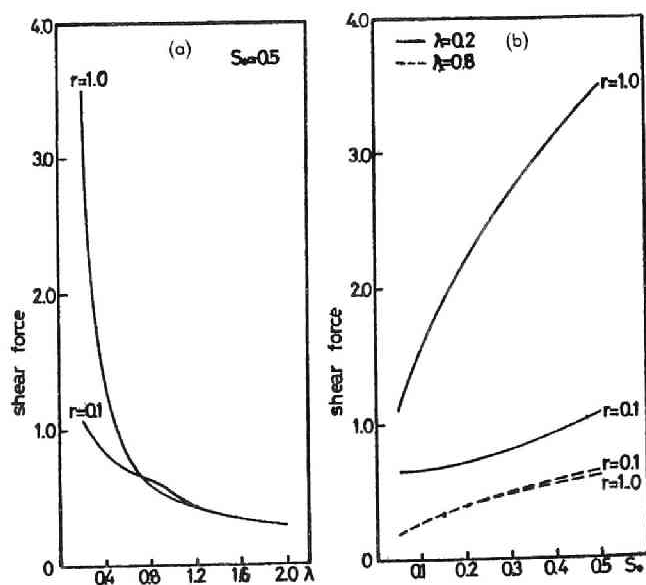


Fig.4.55 Shear force response of boundary layer.

される。

Fig. 4.56 は連成系各部の相対変位応答の標準偏差を、(a)図は $r = 0.5$ とした場合を λ に関して、(b)図は $S_0 = 0.5$ とした場合を r に関して示してある。上部構造の応答については下部構造系の連成度パラメータ λ について顕著に減少する傾向が見出せるが、減少率は $m_g = 32.0$ の場合の方がやや小である。この傾向は地盤の波動逸散減衰性に関する差異

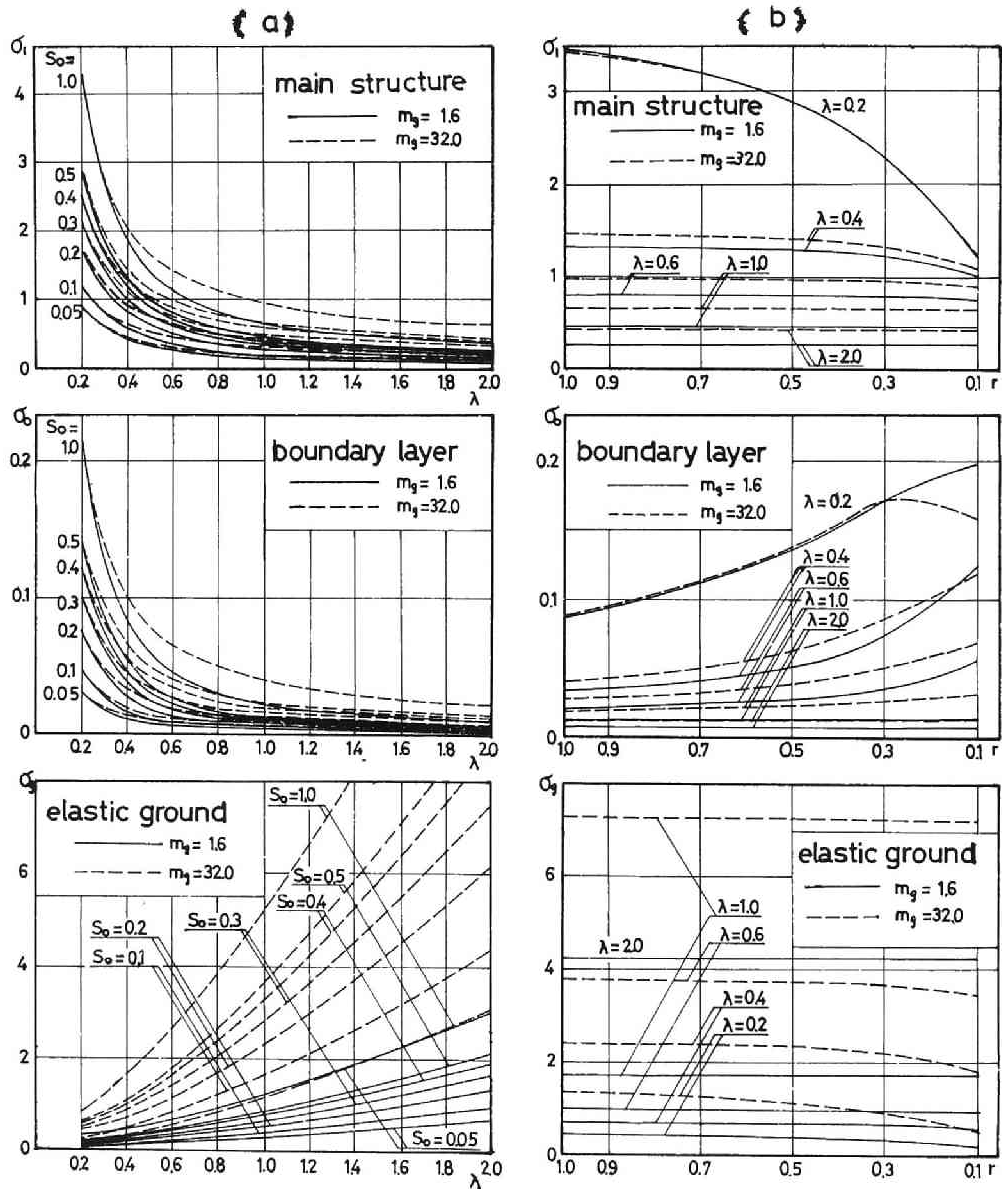


Fig.4.56 Standard deviation of relative displacement ; (a) $r = 0.5$, (b) $S_0 = 0.5$.

とともに、 $m_g = 32.0$ の場合は弾性地盤の等価剛性が小さく境界層地盤の降伏がエネルギー伝達の面から上部構造の応答抑制に対して効果が薄いことを示している。また、応答抑制の面から、同一の地震外乱強度 S_0 に対して境界層地盤復元力特性の第2分枝剛性比 r を変化させた (b) 図の傾向を考察すると、 λ の小さい範囲では r の値を小さくして非線形性を顕著にするにつれて上部構造の応答は小となっている。すなわち、硬質の地盤では境界層地盤の非線形化によって上部構造へのエネルギー伝達が妨げられる効果が生じている。この効果は軟質の地盤に対応する λ の大きい場合には現われていない。

λ に関する境界層地盤応答の変動は上部構造の場合と同様であり、また r の変化に対しては Fig. 4.56 (b) に示すように非線形性の増加とともに一般に変位は漸増している。特に λ の値の小さい場合については非線形性の強さが応答値に大きい影響を及ぼし、連成系内部において唯一の非線形機構を有するこの部分に応答増加が集中する傾向を示している。塑性化に伴う剛性低下によって生じる応答量の増加が履歴面積の増加による減衰効果によって生じる応答量の減少を打ち消しているが、弾性域における地盤への逸散減衰性の最も乏しい $m_g = 32.0$ 、 $\lambda = 0.2$ の場合、 $r = 0.3$ で応答値が極大を示し、 $r = 0.1$ では減少していることは興味深い。

弾性地盤の応答はその等価剛性の変化に対応して λ の増加に関しては明らかな応答増加の傾向にあるが、同一の λ 値における r の変化に対しては応答量は減少している。これは境界層地盤の非線形性が r の減少によって強まるとともにその等価剛性が低下し、したがってせん断力の減少が生じて弾性地盤応答も減少するものと考えられる。

iii) 上部構造多質点系の場合

前節においては上部構造に対する下部構造系の連成効果あるいは非線形化の影響を1自由度系で表わした最も単純な上部構造を対象として考察したが、ここではこれら下部構造系の弾塑性性状の変化による上部構造の応答分布への影響をも検討するために、多自由度系の上部構造を想定する。既述のようにここで採用した5質点系上部構造には一様な質量分布と、一様な各部相対変位応答を示すような適正剛性分布を賦与している。

Fig. 4.57 は各部相対変位応答の標準偏差を $m_0 = 0.2$ 、 $m_g = 1.6$ 、 $\lambda = 0.1$ の場合について示しているが、弾性域における地盤連成の弱い場合に相当し、境界層地盤の非線形性が増加することによって上部構造応答は顕著に減少している。すなわち、境界層地盤の非線形化による上部構造へのエネルギー遮断が効果的であることを示しているが、下部構造系のこのような動特性変化に対しても上部構造適正分布は保持されて、その相対変位応答は各部一様に収まっている。Fig. 4.58 はこの結果をせん断力の構造物内高さ方向分布で

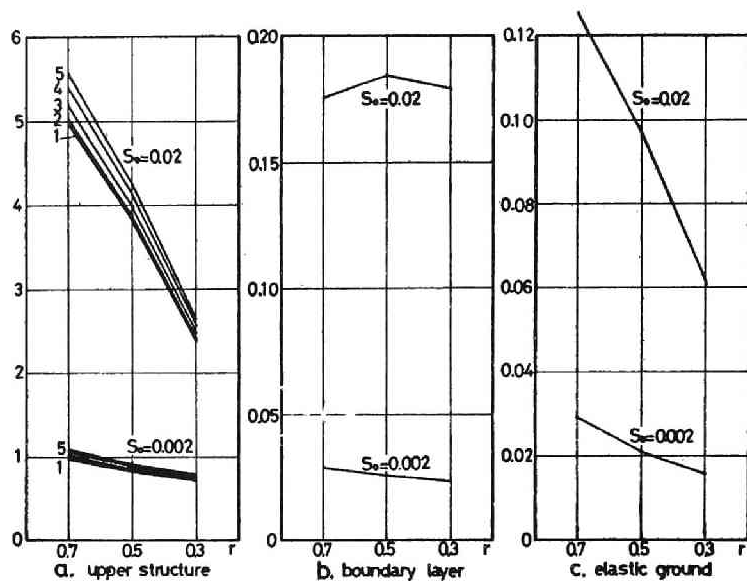


Fig.4.57 Standard deviation of relative displacement ; $\lambda = 0.1$.

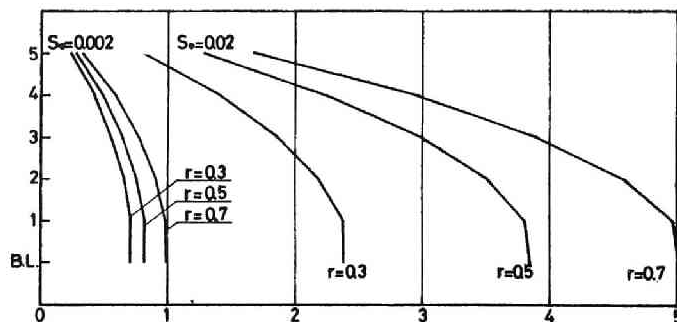


Fig.4.58 Distribution of shear force response ; $\lambda = 0.1$.

示したもので、上部構造最下層と境界層地盤とは非線形化の程度によらずほぼ等しい値を示している。

弾性域における下部構造連成度をさらに増して、 $\lambda = 0.2$ とした場合を含めた相対変位応答を Fig. 4.59 に示している。上部構造の一般的な応答特性は既述と一致し、ここで採用したパラメータ範囲内では下部構造系の連成およびその非線形化は上部構造の応答分布性状には殆んど効果を示さないものと思われる。境界層地盤の相対変位は前節と同様に、地震外乱強度 S_0 の増加によって生じる非線形化に伴って増加する傾向と、復元力特性

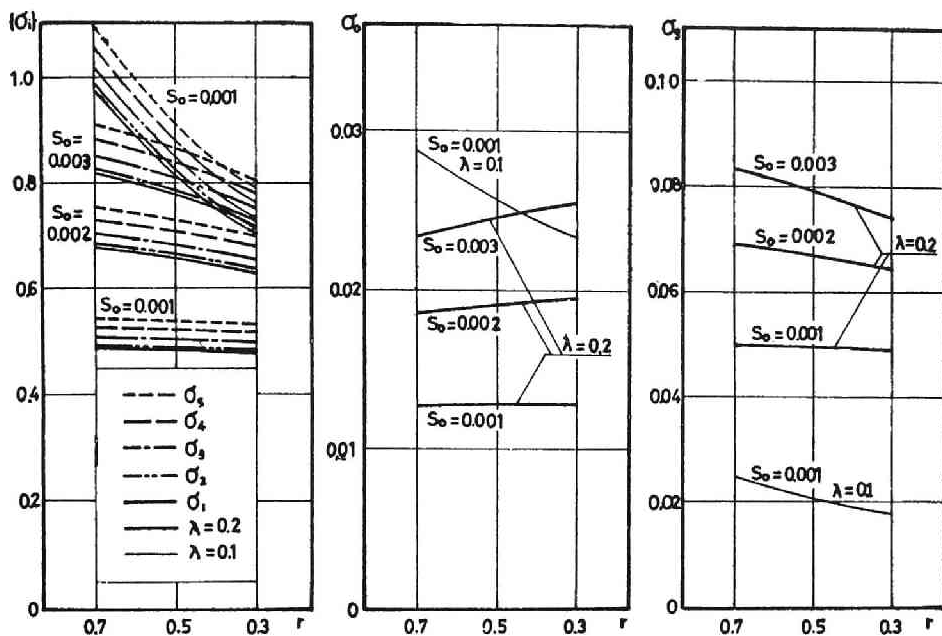


Fig.4.59 Standard deviation of relative displacement.

の第2分枝剛性比 r の低下がもたらす履歴減衰の増加によって減少する傾向とが重なり合って複雑な挙動を示している。弾性地盤については、境界層地盤の非線形化によってせん断力が減少し、したがって変位応答が減少する傾向を示していることは1質点系上部構造の場合と同様である。

連成系のこれら各部応答を地震外乱強度パラメータ S_0 に対して表わしたものが Fig. 4.60 であり、採用しているパラメータ値は $\lambda = 0.2$, $r = 0.5$ である。上部構造、弾性地盤に比較して境界層地盤の応答量の増加率が大となっていることが示されている。また、Fig. 4.61 には連成系各部のせん断力応答分布を $\lambda = 0.2$ の場合について示しているが、上部構造においてはその剛性分布に、下部構造においては上部構造最下層とほぼ同じ値となっている。変位応答特性から予想されるように、このせん断力分布形は

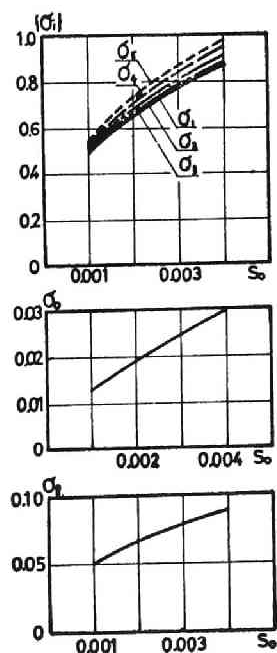


Fig.4.60 Standard deviation of relative displacement; $\lambda = 0.2$, $r = 0.5$.

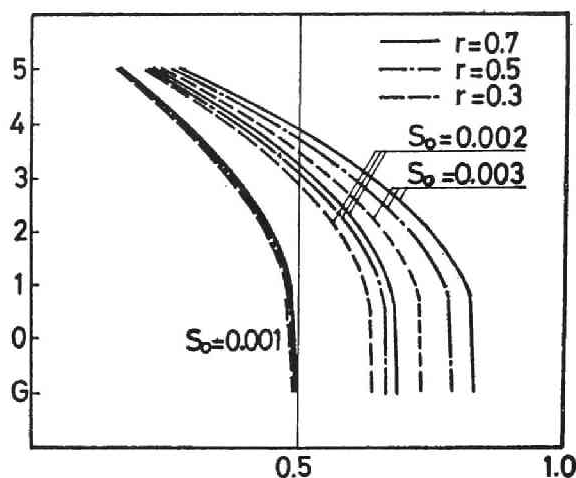


Fig.4.61 Distribution of shear force response ; $\lambda = 0.2$.

下部構造系の影響をあまり受けていないことが指摘できよう。

4.8 地盤連成を考慮した構造物の終局耐震設計法への基礎資料

4.8.1 序

本章においては、Dynamic Ground Compliance から Simulate された近似伝達関数によって構造物の周辺地盤の動的特性を表わし、また、強震時に当然予想される構造物の極く近傍の地盤の非線形性を、弾塑性境界層地盤の形で考慮した上で、弾塑性質点系上部構造との接続をはかって構成される地盤 — 構造物連成系を設定し、多方面からの地震応答解析を行なって来た。その結果、構造物の耐震安全性を評価する上で、地盤の連成効果に伴う幾つかの重要な特性が見出された。本節においては、これらの応答特性を整理して検討し、地盤連成を考慮した構造物の耐震設計のための基礎資料として用い得るように、一般化した形で表現する。

まず、連成作用を有する弾性地盤及び非線形特性を示す境界層地盤が、上部構造の地震外乱特性に及ぼす影響について示し、ついで、境界層地盤の塑性化によって弾性上部構造の応答特性に現われる効果を考察する。また、上部構造の弾塑性挙動も考慮して、上部構造の基本的な設計量であるベースシャー係数に関する応答と、連成系を規定するパラメータとの関連を明らかにし、最後に、非線形地盤連成作用が上部構造の終局耐震安全性に及ぼす効果について示している。

4.8.2 地盤連成効果と地震外乱特性

構造物の基礎地盤が十分に剛である時、構造物に作用する地震外乱の特性は、構造物の影響を受けない自由地表面の地震動に関する特性で表わされるが、通常的地盤 — 構造物系におけるように、地盤の動的特性を考慮に入れなければならない場合には、本研究で扱って来たように地盤の連成効果を正當に評価して、地盤 — 構造物系のフィードバック作用をも含めて解析する必要がある。

ここで採用した連成系における構造物は、概括的な動力学モデルとして1次元せん断形質点系の上部構造で表わしてあり、したがって、上部構造に作用する地震外乱としては静止座標からの基礎質量の動きで表わされるものとなる。静止座標系における基礎質量の地震動に対する伝達特性は4.5において述べたように、連成度パラメータ λ の値によって大きく異なり、また、連成系を規定するその他のパラメータ m_g , m_o の値によっても、若干様相を異にしている。その1例は $\lambda=0.6$ の場合に対してFig. 4.20 (b)に示されている。また、固有振動特性を表わしたFig. 4.17あるいはTable 4.3からも判断されるように、地盤の連成度の増加とともに伝達特性のpeakは低振動数側に移り、極値の高さは減少する。したがって、上部構造に作用する地震外乱のtotal powerは低下し、また、そのスペクトル特性は低振動数側にpowerの偏在する形を示す。その結果、4.5～4.7において指摘されたように上部構造の応答特性は、弾性域においては連成度の増加につれて応答の減少が顕著であるが、挙動が弾塑性域に及ぶと履歴によるエネルギー消費にも拘らず、応答が急激な増大を示すようになる。このような連成効果にもとづく地震外乱のスペクトルと特性の変化は、上部構造の弾塑性応答特性に大きい影響を及ぼし、その終局耐震安全性に直接関連を有していることから、地盤の連成作用の妥當な評価を構造物の設計時に考慮する必要があると思われる。

つぎに、地震外乱の最大振巾はそのスペクトル特性に合わせて構造物の設計時の大きな指標となる。したがって、ここでは境界層地盤の降伏をも考慮した非線形の地盤連成を伴う場合について、基礎質量の静止座標系に対する最大加速度応答を考察する。Figs. 4.62 (a)～(d)に4.6.2で扱った線形上部構造 — 非線形境界層地盤 — 弾性地盤系における応答を示す。図中の縦軸に採られた基礎質量の無次元最大加速度応答 r_{A0} は次式で定義されている。

$$r_{A0} = \frac{\bar{M} \left| \frac{d^2 Y_0}{dT^2} \right|_{\max}}{\bar{B}} = \frac{\bar{M} |\phi_1(Y_1 - Y_0) - \phi_0(Y_0 - Y_g)|_{\max}}{M_o \bar{B}}$$

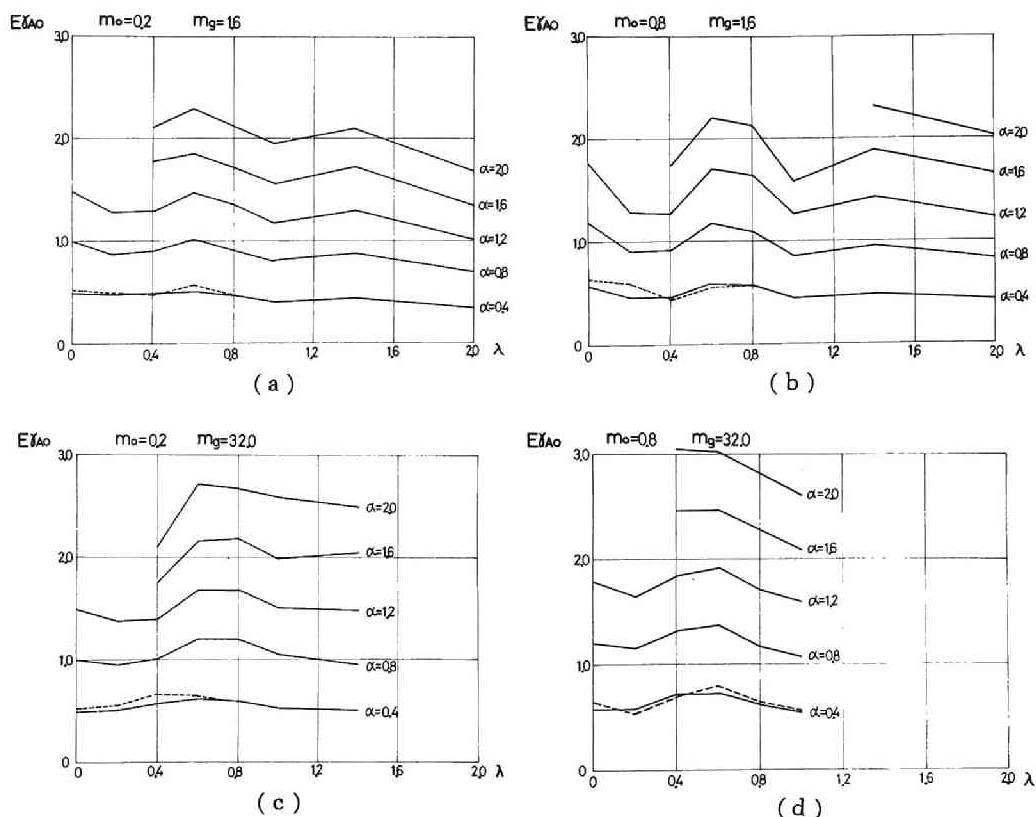


Fig.4.62 Maximum absolute acceleration response of foundation mass.

$$= \frac{|\kappa_1 \varphi_1(u_1 - u_0) - \kappa_0 \varphi_0(u_0 - u_g)|_{\max}}{m_0} \quad (4.146)$$

図から明らかなように、 r_{A0} は連成度パラメータ λ に関して特に明瞭な傾向は指摘出来ないが、 λ の大きい領域では僅かながら減少を示している。また連成度の比較的小さい $\lambda = 0.2 \sim 0.8$ の間では、連成系の基本固有振動特性の変化が激しいが、これに対応して r_{A0} の値も若干の局所的な変動が現われており、地震外乱のスペクトル特性の局所的な変動の影響と考えられる。これらの応答特性から、基礎質量の最大加速度応答に及ぼす地盤の連成効果は小さいことが指摘出来る。また、地震外乱強度 α の増加に対しても、一般に応答の傾向は変化を示していない。このことを定量的に表示するために、弾性系応答に対する弾塑性系応答の比 $E r_{A0} / E \tilde{r}_{A0}$ を Figs. 4.63 (a), (b) に示す。境界層地盤の降伏に伴って、 r_{A0} の値は一般に僅かに減少する傾向を示している。また、Fig. 4.62 において局所的変動を示した $\lambda = 0.2 \sim 0.8$ については減少の傾向が比較的明らかであり、地震外乱の局所

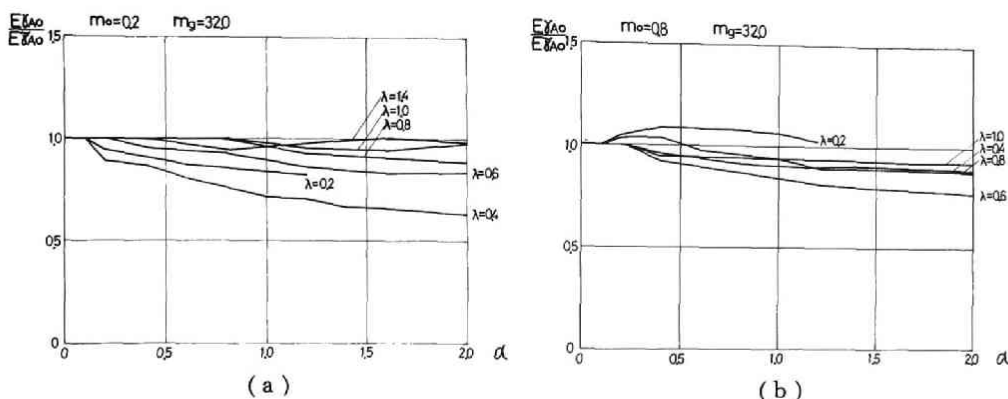


Fig.4.63 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response of acceleration.

的なスペクトル特性による影響は境界層地盤の非線形化によってさらに影響を受けている。しかしながら、これらの図からは未だ明確な応答特性は指摘し難く、基礎質量の最大加速度応答は、非線形の地盤連成作用によって大きな影響は受けないものと考えられる。

4.8.3 地盤の非線形特性と構造物系の応答特性

地盤 — 構造物連成系の地震応答特性の評価において、強震時に当然予想される構造物周辺地盤の強い非線形挙動は、構造物の耐震安全性を適確に把握するために妥当に評価されなければならない。そこで、本研究で扱って来た地盤 — 構造物連成系の地震応答特性における地盤の非線形効果について整理し、耐震設計資料の基礎としてここで提示する。

本研究においては基礎地盤と構造物の連成効果を、弾性波動論に基づく Dynamic Ground Compliance の形で評価し、地盤の動特性によって及ぼされる上部構造系の弾塑性地震応答特性を、主として連成系の非定常応答解析結果の詳細な考察から論じて来たが、地盤の非線形性については、弾性域における地盤 — 構造物系の連成作用を保持させた上で、局所的な地盤の塑性化を考慮すべく境界層地盤を定義して扱って来た。すなわち、境界層地盤は、弾性域においては十分に剛であって動力学的にはその存在を無視することが出来、Dynamic Ground Compliance を用いた評価による地盤 — 構造物の連成効果を有している。一方、周辺地盤の局所的な塑性化は境界層地盤の存在によって、地盤 — 基礎系における基礎の力 — 変位関係の降伏で与えられ、質点系上部構造と地盤との接続における境界条件とされている基礎下面のせん断力の低下で示され、ここでは、その復元力特性として bilinear 履歴形特性を採用している。

このような仮定に基づく地盤の非線形化が、連成系の応答特性に及ぼす効果に注目してその量的な評価を明確に行なうために、特にその効果が明らかに現われている4.6.2に扱った弾性上部構造系と弾塑性境界層地盤および弾性地盤からなる連成系の応答特性をここで採り上げる。Figs. 4.25, 26あるいはFig. 4.29に示される上部構造および境界層地盤の変位応答 Er_{r1} , Er_{r0} あるいは境界層地盤のせん断力応答 Er_{s0} は境界層地盤の降伏を考慮した連成系応答を示しているが、これらの応答値の、同一の地震外乱強度 α を想定した場合の線形連成系の応答値 \widetilde{Er}_{r1} , \widetilde{Er}_{r0} あるいは \widetilde{Er}_{s0} に対する比に関して考察する。Figs. 4.64 (a)~(d)は上部構造応答に関する図示で、 $Er_{r1}/\widetilde{Er}_{r1}$ を地震外乱強度 α に関して示している。硬質地盤に対応する λ の小さい場合には非線形化による応答量の低減が顕著であり、 $\lambda \leq 0.2$ については50%以下となり得ることを示している。パラメータ値によっては $\lambda = 0.4$ についても同程度の低減率を示しているが、地震外乱強度の増加とともに、 $Er_{r1}/\widetilde{Er}_{r1}$ の値は一定値に収束するような傾向にあり、硬質地盤における境界層

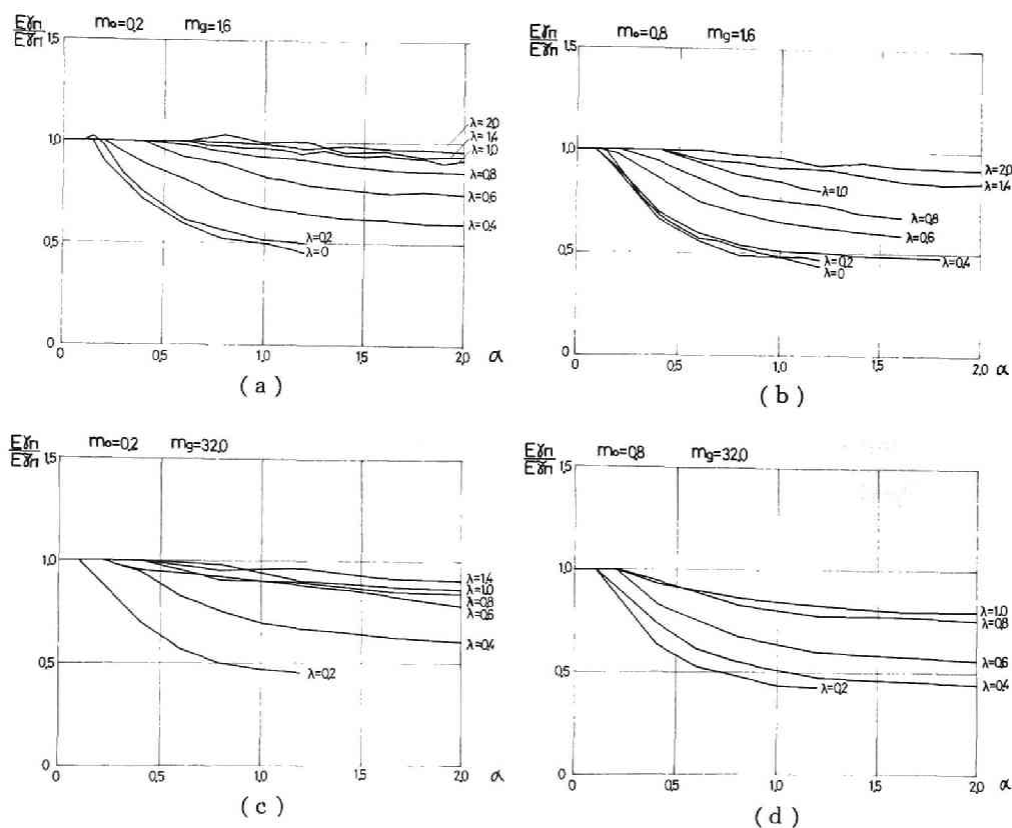


Fig.4.64 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response of main structure.

地盤の降伏によってもたらされる上部構造応答の抑制効果には限界が存在することを想定するのが妥当であろう。 λ の大きな軟質地盤においてはこの応答抑制効果は一般に微小であるが、弾性域における地盤への波動逸散減衰性の小さい場合は境界層地盤の降伏の応答抑制効果が比較的大である。同一の λ 値に対して逸散減衰性と弾性地盤の等価的な剛性と的大小関係は一致することから予想されるように、弾性地盤剛性が大きい場合は境界層地盤の降伏による上部構造へのエネルギー遮断ないしは緩衝効果が強まることを示している。したがって、これらの動的特性の相違から $m_0 = 0.8$, $m_g = 1.6$ の場合には $E\tilde{\tau}_{r1}/E\tilde{\tau}_{r1}$ の値は他の case におけるよりも小であり、逆に $m_0 = 0.2$, $m_g = 32.0$ の場合には $0.6 < \lambda < 1.4$ での比の値には差が小さく $0.8 \sim 0.9$ 程度となっている。

Figs. 4.65 (a), (b)には境界層地盤の変位応答について同様の表示を示しているが、塑性化に伴って応答の急増する様相が顕著に現わされている。そして、 λ の値にかかわらず、塑性化の初期段階における弾塑性応答の増巾率はほぼ一定であり、 α の増加とともに増巾率の増加は緩やかとなっている。このような鈍化の傾向は λ の小なる場合には早く現われており、したがって、 λ の大きい場合には増巾率は大きく、その値は10に達している場合も存在する。連成系において境界層地盤のみが剛性低下形の非線形特性を有しているために、地震外乱強度の増大とともに変形が境界層地盤に集中して生じるが、 λ が小さい硬質地盤の場合はこの増加率に対する上界が存在することが現われており、これは Fig. 6.64 に示される上部構造応答の抑制効果に限界が存在することに対応している。また、 λ の大きな場合には、既に指摘されたように弾性地盤の等価剛性が小さく、境界層地盤の降伏が生じても連成系の動力学特性分布は全体的にあまり変化せず、境界層地盤の塑性化が進展

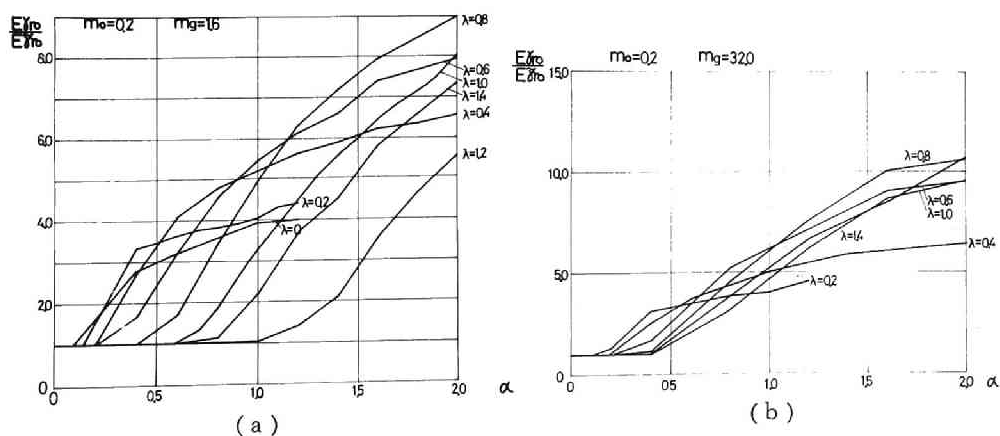


Fig.4.65 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response of boundary layer.

するものと考えられる。そして、この場合には、境界層地盤の塑性化は連成系の減衰性にも大きい影響を与えず、上部構造の応答を抑制する効果も示していない。一方、境界層地盤のせん断力応答に関しては Figs. 4.66 (a), (b) に示されるが、図から明らかなように Fig. 4.64 に示す上部構造の場合と類似の傾向を有している。すなわち、4.6.2 におけると同様に、境界層地盤の極端な非線形性に基づく変位応答とは異なり、 λ の小なる場合はエネルギー消費による減衰効果によってせん断力応答は減少を示し、また、 λ の大なる場合は塑性化の効果は殆んど現われていない。

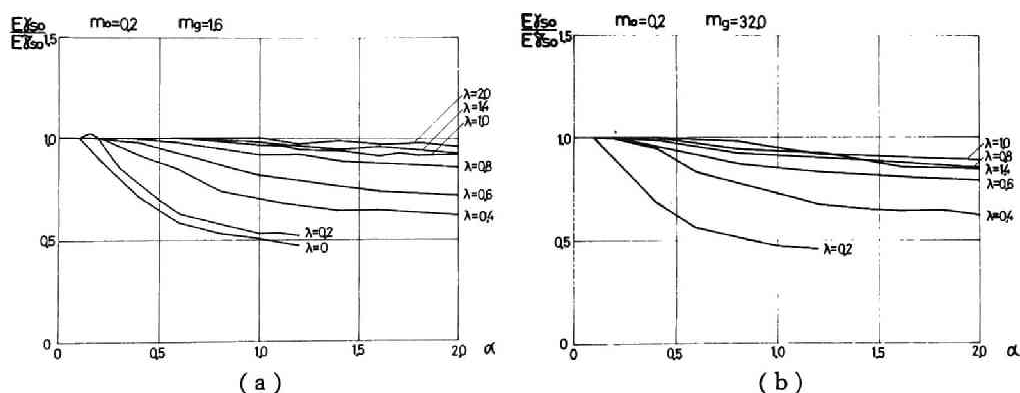


Fig.4.66 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response of boundary layer.

以上述べて来た Figs. 4.64～66 に示された結果を中心とする考察とともに、4.6, 4.7 において明らかにされた応答性状から、境界層地盤の降伏が及ぼす連成系応答特性、特に設計対象として重視される上部構造の応答特性への影響は、大略次のように要約出来る。

硬質地盤においては、地盤の連成度が低く連成効果に伴う減衰性に乏しいために、一般に、境界層地盤の降伏による履歴エネルギー消費が減衰作用を示して、全般的に連成系応答を抑制する効果を有する。特に、弾性上部構造に対しては緩衝効果をも含めて応答を顕著に減少させる。上部構造の弾塑性応答に関しては、上部構造の履歴エネルギー消費による減衰効果が生じるが、降伏に伴う剛性低下によって応答増加の傾向も加わっている。したがって、境界層地盤の降伏によって応答は若干減少するものの、弾性応答に比較してその差は僅かである。

一方、軟質地盤においては、境界層地盤の降伏は連成系応答特性に殆んど影響を与えない。このことは、弾性地盤の等価剛性が低く境界層地盤の降伏が発生したとしても、その復元力特性の第2分枝剛性が比較的高く、したがって、境界層地盤の降伏が連成系の全般

的な動力学特性分布を変えないこと、また、地盤の軟質化に伴ない増加する連成効果によって減衰性が加わるために、境界層地盤による履歴消費エネルギーの効果が減少することなどに起因するものと考えられる。

4.8.4 地盤連成の構造物ベースシャー係数に及ぼす影響

地盤の連成作用が上部構造の地震応答特性に及ぼす影響について、4.8.3においては、特に、境界層地盤の弾塑性挙動に注目して、上部構造の弾性応答との関連を述べたが、結論的に、比較的硬質地盤においては、境界層地盤の降伏によって上部構造の応答はある程度抑制されるが、軟質地盤においてはその効果が殆んど現われないことが示された。この結果を参照しながら、さらに一般化した地盤連成効果の把握のために、上部構造の弾塑性応答特性を対象として、構造物のベースシャー係数と靱性率応答との関係を明らかにし、地盤連成を考慮した構造物の終局耐震設計のための基準資料として示す。

この研究で主として用いている1質点系の上部構造においては、そのベースシャー係数 \bar{s} と地震外乱強度パラメータ α との間には次の関係がある。

$$\bar{s} = \frac{\bar{B}}{\bar{M}g} = \frac{A/g}{\alpha} \quad (4.147)$$

したがって、設計用の地震外乱最大加速度振巾 A は、 α を仲介としてベースシャー係数と関連づけられており、ここでは一般化が容易な無次元地震外乱加速度振巾 α を対象として表わすものとする。また、4.8.3の結果から、境界層地盤の塑性降伏が連成系の応答特性に示す効果は比較的小さいことを考慮してここでは無視するが、上部構造の弾塑性挙動に及ぼす影響は後に検討を加えている。すなわち、ここで対象とした地盤—構造物連成系モデルは、4.6.3に扱った弾性地盤—基礎質量—弾塑性上部構造からなるものであり、上部構造の一般的な応答特性とその考察はFigs. 4.33(a)~(d)を中心に述べて来たところである。

ここで構造物の終局耐震設計を前提として、その耐震安全性の評価において基本的な基準とされる靱性率を応答尺度に採用し、上部構造の弾塑性挙動における最大応答の塑性化の程度を一定とした時に、地盤連成効果を示すパラメータ λ の変動の影響について考察する。すなわち、上部構造の基本応答特性はFigs. 4.33(a)~(d)に示されているが、パラメータ α および λ の変動によって非線形化の程度が異なり、非線形化に伴う基本固有振動数の減少あるいは履歴減衰の効果は、靱性率応答として与えられている $B\bar{\gamma}_{r1}$ の関数とし

て示され、 α および λ の変動の中に複雑に含まれている。したがって、これらはある程度分離する意味で、地震外乱強度 α に関する弾塑性応答値から補間することによって、靱性率応答 $Er_{r1}=1\sim5$ に対応する α を示したものが Figs. 4.67 (a),(b)および Figs. 4.68(a),(b)である。これらの図は上部構造の弾塑性応答特性の表示であると同時に、設計用靱性率 Er_{r1} に対応する無次元地震外乱強度 α を求めて、(4.147)式から設計用ベースシャー係数 \bar{s} を導くための設計資料として与えられる。

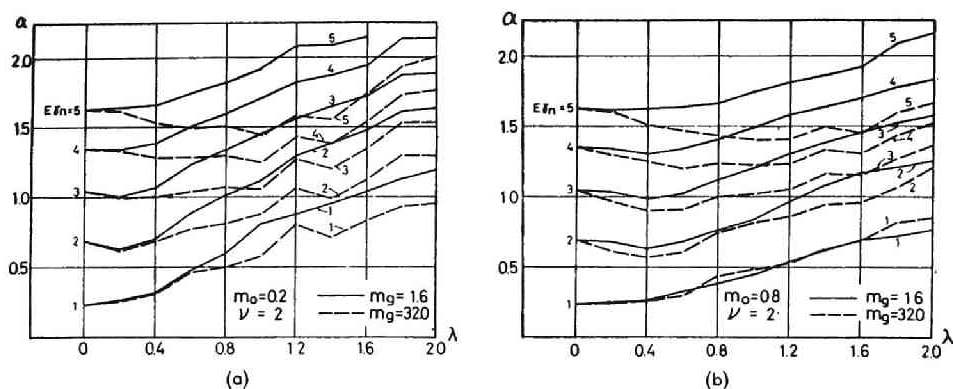


Fig.4.67 Dimensionless intensity parameter α for response level Er_{r1} ,
(a) $\nu=2$ and $m_0=0.2$, (b) $\nu=2$ and $m_0=0.8$.

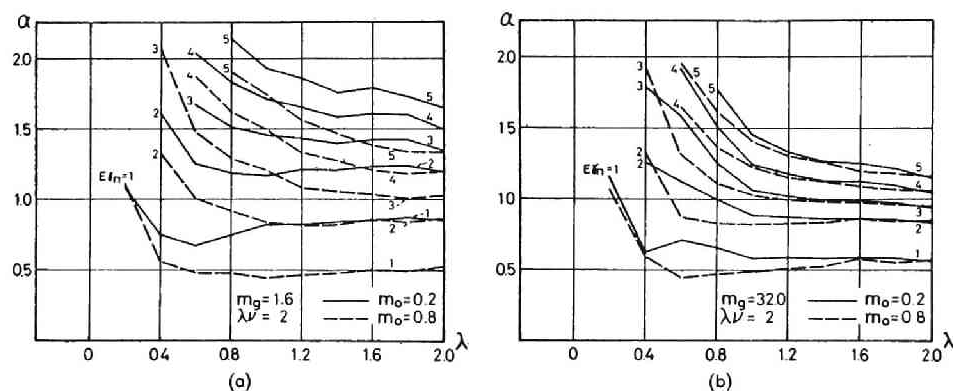


Fig.4.68 Dimensionless intensity parameter α for response level Er_{r1} ,
(a) $\lambda\nu=2$ and $m_g=1.6$, (b) $\lambda\nu=2$ and $m_g=32$.

Figs. 4.67 (a),(b)に示す $\nu=2$ の場合は、上部構造に対して地震外乱の特性が一定であり、中間に介在する下部構造系の特性が、連成度パラメータ λ の変化に応じて種々異なることを意味している。 $m_g=1.6$ の場合には、 α の値は概ね λ に関する増加関数として示され、上部構造に $Er_{r1}=1\sim5$ の範囲の弾塑性応答を想定する場合には、 λ で表わされる

地盤連成度の増加は上部構造に有利に作用することが指摘出来る。ただし、 $E r_{r1}$ の増加とともに、 λ に関する α の変動は鈍く、上部構造の弾塑性挙動が卓越して来ると、地盤連成に伴う応答抑制の効果は減少することに注目しておく必要がある。一方、 $m_g = 32.0$ の場合は、入力となる地震外乱のスペクトル特性の非一様性によって、応答の λ に関する局所的な変動が相対的に大となるが、これを無視したとしても α の値は一般に λ に関して減少するとは見なし難い。 $E r_{r1} = 2 \sim 5$ に対して、 $m_0 = 0.2$ の場合は $\lambda = 0.2 \sim 1.0$ 、 $m_0 = 0.8$ の場合は $\lambda = 0.4 \sim 1.0$ で α の極小値を示し、この λ の値より小さい領域では地盤の連成効果が上部構造に不利に作用して行くこととなる。極小値を与える λ の値は上部構造の非線形化の程度によって異なり、 $E r_{r1}$ の増加とともに増加している。そして、 $E r_{r1} = 5$ に対しては、 $m_0 = 0.2$ の場合、 $\lambda = 0.2 \sim 1.4$ 、 $m_0 = 0.8$ の場合、 $\lambda = 0.2 \sim 1.2$ に亘って、地盤の連成作用によって、上部構造の耐震安全性は基礎固定時におけるよりも低下する傾向にあることは注目すべきである。

Figs. 4.68(a),(b)には、 $\lambda \nu = 2$ の場合を示しているが、この時には下部構造系に対して地震外乱の特性が定まっており、 λ の値に対応して種々の上部構造を設定することを意味している。これらの図から $E r_{r1} = 1$ に関して部分的に α の値がやや増加する場合が現われているが、一般に λ に関する減少の傾向が顕著であり、特に $\lambda \leq 1.0$ で著しい。この傾向は設定されたパラメータ値 $\lambda \nu = 2$ から、下部構造系のみの基本固有振動数が地震外乱の上限振動数の $1/2$ にあり、 λ の値の増加とともに、上部構造の固有振動数を地震外乱の上限振動数に近づけるために、靱性率応答は増加の傾向が顕著であり、したがって α の値は減少する傾向として現われている。また、これらの図における α の値は、靱性率 $E r_{r1}$ が大となるにつれてその差が小となっており、特に、 λ の大きい領域で特徴的である。このことはすでに述べられたように、地震外乱の強度の増加とともに上部構造の弾塑性応答が急激に増大する領域の存在することを示しており、軟質地盤における終局耐震性の把握に関連して来る重要な応答特性である。

以上の考察に基づいて、定性的に以下のように結論づけることが出来る。弾性設計を対象とする構造物に対しては、地盤連成の効果を評価することによって、そのベースシャー係数を低減させ得るものと考えられる。しかしながら、構造物の終局状態を考慮して耐震安全性の検討を行なう場合には、比較的硬質地盤を対象とする時には構造物の弾塑性応答特性は安定であり、設計用靱性率に対応してベースシャー係数の低減をはかることが出来るが、軟質地盤の場合には、構造物応答の塑性化は急激であり、大きい設計用の靱性率を採用したとしても、ベースシャー係数の値はあまり低減させることは出来ないものと

思われる。

4.8.5 構造物系の弾塑性応答特性と耐震安全性

これまで述べて来たところでは、強震時における構造物の終局耐震性を、地盤連成作用を考慮に含めて把握することを目的とし、地盤—構造物連成系モデルを設定して、下部構造系における境界層地盤の非線形性、および上部構造の弾塑性復元力特性を有する非線形系の地震応答解析を扱った。そして、連成系の応答性状に及ぼす多くのパラメータの影響を考察し、なかでも重要な応答特性に関しては、地盤連成を考慮した構造物の耐震設計資料の形で示して来た。ここでは、以上の応答性状の検討を総合した形で、弾性域から弾塑性域に亘る上部構造の地震応答特性と、地盤連成作用との対比を明らかにして総括とする。

すでに硬質地盤と軟質地盤において、上部構造の弾塑性応答特性の相違は指摘して来たが、これに地盤の非線形性として境界層地盤の降伏を考慮に含めて、4.6.2～4.6.4に扱った3種の連成系モデルにおける上部構造の応答特性の比較を示す。非線形性を境界層地盤のみに想定した連成系モデルをMODEL I、非線形性を上部構造のみに想定した場合をMODEL II、境界層地盤および上部構造の復元力特性における弾性限強度を等しくした場合($\beta_0 = \beta_1 = 1$)の、非線形下部構造—非線形上部構造連成系モデルをMODEL IIIとして、線形系応答との比較を、典型的な硬質地盤および軟質地盤の例について Figs. 4.69(a)～(d)に示している。

硬質地盤においては、いずれの弾塑性系の応答も弾性系における応答よりも小さく、地盤への波動逸散による減衰効果に乏しい連成系では、履歴によるエネルギー消費が応答抑制に有効であることが示されている。また、地震外乱強度が比較的小さく($\alpha \leq 0.8$)、連成系の塑性化が僅少である($E r_{r1} < 2$)場合には、上部構造の復元力特性が弾性、弾塑性に拘らず、その応答は大略等しいと見なすことが出来る。すなわち、境界層地盤の剛性低下及びエネルギー消費による上部構造応答への影響は、上部構造の塑性化による弾塑性応答特性と同等の効果となって現われ、また、両者が同時に作用するとしても、単独に作用する場合と同程度の効果しか示していない。地震外乱強度が増加すると弾塑性特性を有する上部構造の応答は、弾性上部構造の場合から分離されて増加を示している。上部構造が弾性的場合には境界層地盤の降伏による緩衝作用が顕著であり応答の増加は小さいが、弾塑性上部構造では塑性化に伴う剛性の低下によって応答の増加は比較的大きく、この場合には境界層地盤の降伏も応答抑制に対してあまり効果を示していない。

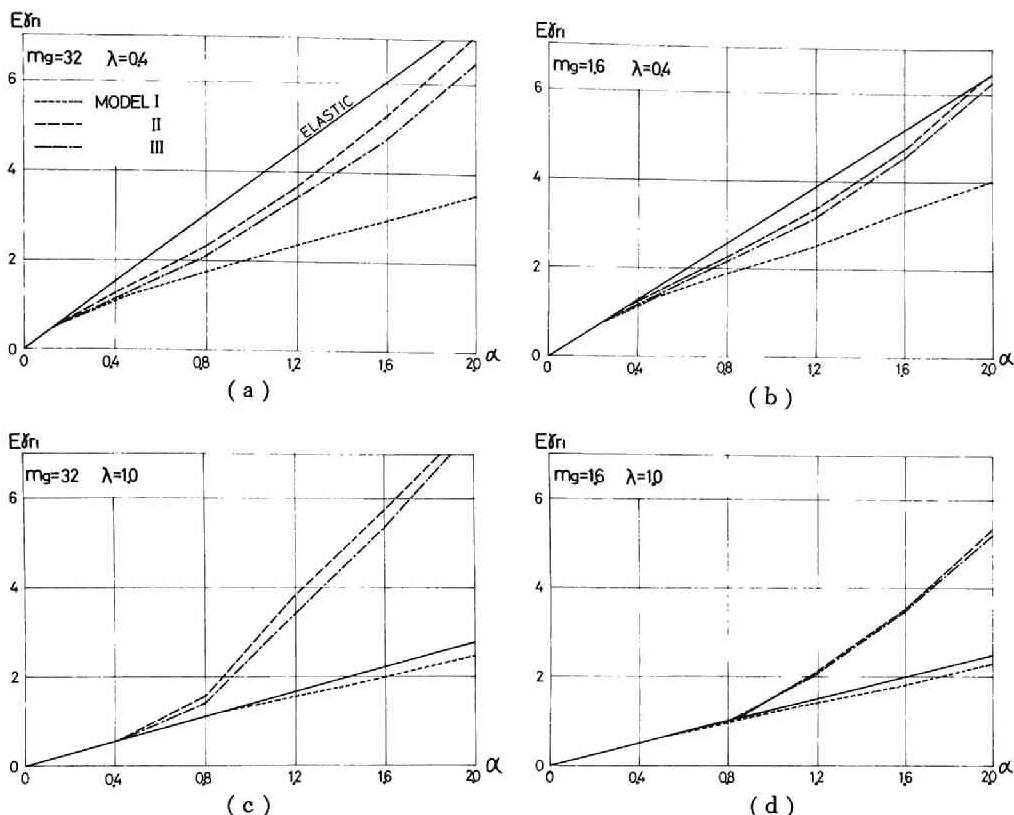


Fig.4.69 Effect of plastic yielding of boundary layer on elasto-plastic response of main structure, $m_0=0.2$.

一方、軟質地盤においては、境界層地盤の降伏の有無は上部構造応答には殆んど影響を示さず、上部構造が弾性的の場合と弾塑性の場合とで応答値は明確に分離され、後者については、上部構造の降伏による応答の増大が著しい。弾性地盤の静的剛性 ($m_0=0.2$, $\lambda=1.0$) に対して、 $m_g=1.6$ の場合は $\kappa_g \kappa_H(0)=0.626$, $m_g=32.0$ の場合は 0.215) と境界層地盤の第2分枝剛性 ($\kappa_0 r_0=2.0$) との比較から、境界層地盤の降伏は連成系の動特性分布をあまり変化させず、したがって上部構造応答に及ぼす影響が小さいものと判断される。また、弾塑性応答の急激な増加は、軟質地盤を有する下部構造系の low pass filter 特性によって、上部構造の塑性変形が助長される結果と考えられる。

以上述べて来たように、上部構造の弾塑性応答には境界層地盤の降伏は比較的影響が少ないことから、ここでは非線形性を上部構造のみに限定して、上部構造の弾塑性応答特性と地盤連成作用の関係を、上部構造の塑性化の程度に応じて評価する。Figs. 4.67, 68 において示したように、上部構造の弾塑性応答 $E\tilde{x}_{r1}=1\sim5$ を与える地震外乱強度 α に対し

て、弾性系における上部構造応答を $E\tilde{r}_{r1}=1\sim 5$ とする時の地震外乱強度 $\tilde{\alpha}$ の比を図示したものが Figs. 4.70 (a)~(d) である。言い換えると $\tilde{\alpha}/\alpha$ の値は、弾塑性応答 $E\tilde{r}_{r1}=1\sim 5$ を与える地震外乱強度 α によって生じる弾性応答 $E\tilde{r}_{r1}$ の比、あるいは、同一の地震外乱強度における弾塑性応答 $E\tilde{r}_{r1}$ の弾性応答に対する増巾率を表わしており、弾塑性応答における塑性化の程度がパラメータ $E\tilde{r}_{r1}$ によって示されている。

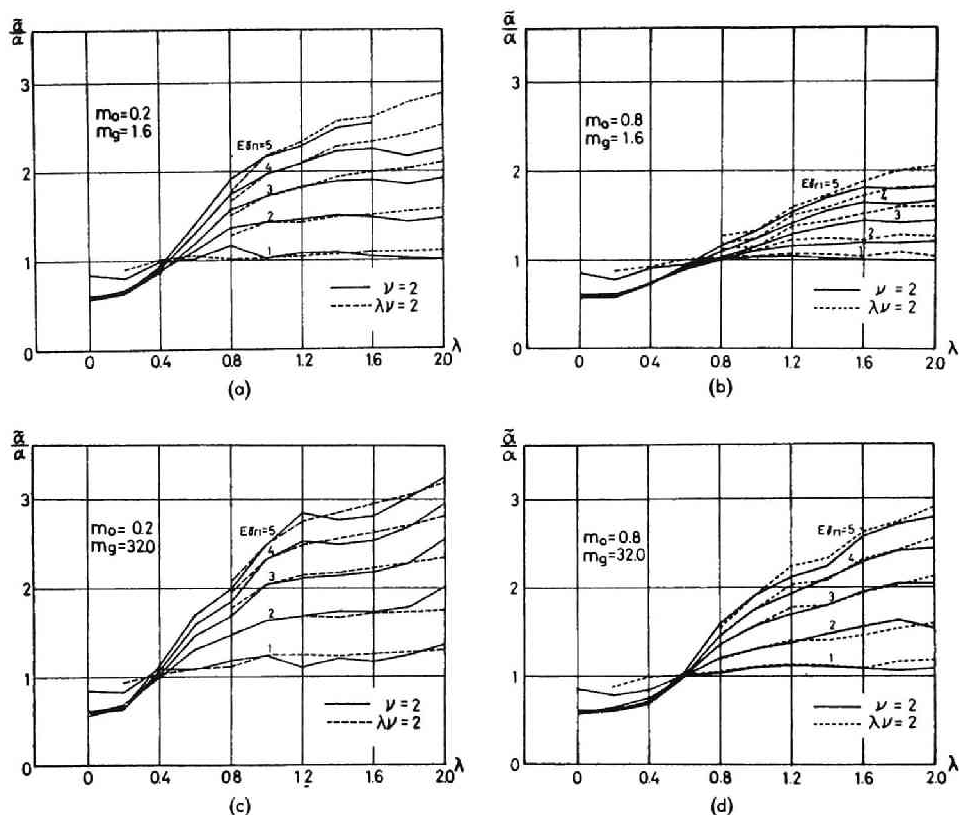


Fig.4.70 Ratio of elasto-plastic response to elastic response of main structure,
 (a) $m_0=0.2$ and $m_g=1.6$, (b) $m_0=0.8$ and $m_g=1.6$,
 (c) $m_0=0.2$ and $m_g=32.0$, (d) $m_0=0.8$ and $m_g=32.0$.

これらの図における $\tilde{\alpha}/\alpha$ の値は、当然、地震外乱のスペクトル特性の非一様性によって局所的な変動を有すると同時に、連成系の固有振動数と地震外乱の振動数領域との関係で、 $\nu=2$ および $\lambda\nu=2$ の場合についてそれぞれ若干異なった値を示している。しかしながら、一般的な傾向は m_0 および m_g の値によっても変わらず、 λ に関する増加関数となって現われている。すなわち、 λ の小さい領域では $E\tilde{r}_{r1}=2\sim 5$ に対して殆んど同一の値を示し $\tilde{\alpha}/\alpha < 1$ となっている。 λ が増加して $\tilde{\alpha}/\alpha$ の値が 1 を超えると、 $E\tilde{r}_{r1}$ の値によって曲線

は分離され、 Er_{r1} が大なる程大きい値を示している。すなわち、 $\tilde{\alpha}/\alpha < 1$ の範囲においては $\partial Er_{r1}/\partial \alpha = \text{const.}$ の傾向を有し、 $\tilde{\alpha}/\alpha > 1$ となると $\partial^2 Er_{r1}/\partial \alpha^2 > 0$ であることを示している。また、 λ に関しては、 $\tilde{\alpha}/\alpha < 1$ の範囲では $\partial^2(\tilde{\alpha}/\alpha)/\partial \lambda^2 > 0$ 、 $\tilde{\alpha}/\alpha > 1$ の範囲では $\partial^2(\tilde{\alpha}/\alpha)/\partial \lambda^2 < 0$ となる傾向も各図に共通に現われている。

このような傾向を、連成効果を表わす基本的な動特性に関する指標、 ${}_1\omega/{}_1\omega_s$ および、 h_{eq} に関連して表わしたものが Fig. 4.71 である。図中の破線は、弾塑性応答の増巾率の傾向が最も顕著に現われている $Er_{r1} = 5$ の場合について、 $\tilde{\alpha}/\alpha$ の値に対応する λ の値を Fig. 4.17 の図上にパラメータ値に応じて plot し、比較的滑らかにこれらの plot を結んだものを示している。図から明らかなように、 $\tilde{\alpha}/\alpha < 1$ における曲線は ${}_1h_{eq}$ が小さく、かつ、 ${}_1h_{eq} = \text{const.}$ に近い形で示され、履歴減衰の効果的な場合に対応している。また、 $\tilde{\alpha}/\alpha > 1$ における曲線は ${}_1\omega$ が小さく、かつ、 ${}_1\omega = \text{const.}$ に近い傾向を示すようになり、弾性地盤の等価剛性が低く、上部構造に対して low pass filter の特性が顕著になる場合に対応している。すなわち、上部構造との連成度が低く、地盤へのエネルギー逸散効果に乏しい連成系では、上部構造の弾性応答は可成り大きい値を示すが、連成系挙動が塑性域に及んで来ると、履歴減衰効果によって応答の増加は抑制されるものと考えられる。一方、地盤連成度が大きく、基本固有周期の伸長が著しい連成系においては、下部構造系における地震外乱の高振動数成分の遮断効果が著しいしく、上部構造の弾性応答は比較的小さい値に留まるが、上部構造の塑性化が進展すると、この遮断効果によって特徴づけられる地震外乱の低振動数成分の卓越によって、弾塑性応答の増巾作用が強まるということが指摘されよう。

以上の結果を反映させながら、地盤連成を考慮した構造物の動的耐震設計への適用をはかるものとする、次のように定性的な指摘を行なうことが出来る。構造物に対する通常の動的耐震設計においては、発生頻度の比較的高い中震ないし強震を対象とする弾性許容

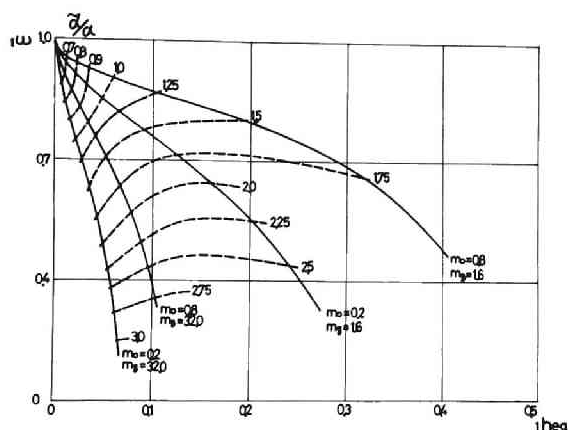


Fig.4.71 Relation between elasto-plastic response ratio of main structure and basic dynamic properties of ground-structure system.

応答設計法と、発生頻度の比較的低い烈震ないし激震を対象とする弾塑性終局応答設計法を、同時に適用することが想定されている^{[4.31], [4.38]}。前者においては、一般に地盤連成効果は有利な側に作用して、例えば設計用ベースシャー係数は、地盤連成度に応じて低減させる形の設計法も可能である。また、後者においては、地震外乱強度を大きく探るとともに設計用靱性率を仮定して終局耐震性の検討を行なうが、硬質地盤に対しては弾塑性応答の安定性は確められ、設計用靱性率に対する弾塑性応答増巾率は1となっており、しかるべき靱性を有することを前提として終局耐震安全性は確保される。一方、軟質地盤においては、弾塑性応答の安定性は比較的低い、応答増巾率は1以上であり、かつ、設計靱性率によって異なって来る。したがって、iterative methodによって設計用ベースシャー係数の収束値を得たとしても、終局耐震安全性に関しては応答の安定性を考慮した安全率の導入が必要であろう。

4.9 結 び

建築構造物の振動特性あるいは地震応答性状は、その基礎地盤の動力学特性によって影響を及ぼされることは過去の震害の例からも知られており、また、理論的にも明らかにされている。すなわち、基礎地盤の動力学特性または震動特性と、構造物の地震応答特性との関連は、第3章に扱ったように、基礎地盤のうち比較的広い範囲の構造物周辺地盤が、地震波動媒体としての地盤の地下構造形態やその媒質から決定される local geology 特性によって、地震外乱に対して有している固有の filter 特性として示されるとともに、構造物とその周辺地盤との振動連成作用、および構造物に極く近接する地盤の非線形化効果が重要な要素を構成している。したがって、本章では、地盤の非線形化の考慮のもとに、理論的方法によって求められた地盤および構造物の並進に関する動的連成効果を、構造物の弾塑性地震応答特性を通して考慮し、構造物の終局耐震安全性の把握を行なった。

まず、地盤 — 構造物連成系の動力学モデルとして、構造物周辺地盤を Dynamic Ground Compliance から振動数の関数として表わされる等価剛性、等価減衰性を持つ弾性地盤として設定し、強い非線形特性を示すと想定される構造物基礎下面の地盤を、bilinear 履歴形復元力特性を有する境界層地盤として考慮して下部構造系とした。これを弾塑性質点系上部構造と接続して、ランダム性の地震外乱群に対する連成系の非定常弾塑性地震応答解析を、地震外乱と連成動力学系の広範なパラメータ領域で実施し、あるいは非線形特性に対して定常性を仮定して等価線形化解法を適用し、より一般的な形の地震応答を求めた。その結果を

主として連成系各部の相対変位応答の絶対最大値について整理し、各応答量の平均および、ensembleにおける分布性状についての考察を行なった。そして以下のいくつかの要約した応答特性を指摘することが出来る。

- 1) 上部構造系に下部構造が連成することによって、系の基本固有周期は伸長し、地盤への波動逸散による減衰効果が現われる。そして、この効果は連成度の大なる程大きい。
- 2) したがって、上部構造の弾性応答は、連成度の増加とともに抑制され、また、ensembleにおける応答の分布は収束の度を強める。このことから、弾性上部構造に関しては連成効果はその耐震安全性に有利に作用する。
- 3) 連成度の低い硬質地盤に対しては、境界層地盤の降伏は上部構造自身の降伏の場合と同様に、履歴減衰効果によって地震外乱強度に対する応答増加率は低下する。
- 4) 逆に連成度の大なる軟質地盤に対しては、弾性地盤の等価的な剛性が低く、また、波動逸散による減衰効果が大であるため、境界層地盤の降伏による効果は上部構造に殆ん現われない。
- 5) それと同時に、軟質地盤系による地震外乱の low pass filter 特性が顕著となり、したがって、上部構造の弾塑性地震応答は急激な増加を示し、上部構造の終局耐震安全性に関しては、地盤連成効果は必ずしも有利に作用しない。

地盤の連成効果および地盤の非線形化効果の、上部構造弾塑性地震応答に及ぼす以上のような定性的な傾向は、基礎地盤の影響を考慮した構造物系の動的耐震設計に対する基本的な考え方に指針を与えるが、この設計法を定式化するためには、未だ不明確な要素を含む幾つかの問題、例えば、連成系に対する地震外乱特性^[4.39]の想定について、基礎の回転に関する地盤連成効果^[4.5]について、あるいは、境界層地盤の弾塑性復元力特性^{[4.3],[4.40]}についてなどを、今後究明して行く必要があると思われる。

第4章 参考文献

- [4.1] 小堀鐸二，南井良一郎：スカイスクレーパーの弾塑性応答と耐震設計法，京都大学防災研究所年報，第6号，昭38.3，pp. 44-62.
- [4.2] 小堀鐸二：動的耐震設計の現段階，地震工学シンポジウム（1962）講演集，昭37.11，pp. 305-311.
- [4.3] 棚橋 諒，小堀鐸二，金多 潔，南井良一郎，井上 豊：構造物の耐震性に及ぼす地盤連成の効果（アナログ・コンピューターによる非線型過渡振動解析・6），日本建

築学会論文報告集, 第 75 号, 昭 37. 8, pp. 7-12.

- [4.4] Kobori, T., Minai, R. and Takeuchi, Y., "Statistical Analysis of Seismic Waves", Proc. of 13th Japan National Congress for Appl. Mech., 1963, pp. 295-300.
- [4.5] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の振動特性, 京都大学防災研究所年報, 第 13 号 A, 昭 45. 3, pp. 251-263.
- [4.6] 小堀鐸二: 地盤の振動が構造物振動に及ぼす連成効果, 日本建築学会研究報告, 第 2 号, 昭 24. 7, pp. 41-44.
- [4.7] Merritt, R.G. and Housner, G.W., "Effect of Foundation Compliance on Earthquake Stresses in Multistory Buildings", Bull. of S.S.A., Vol. 44, No. 4, Oct., 1954, pp. 551-569.
- [4.8] 棚橋 諒, 小堀鐸二, 南井良一郎, 水畑耕治: 建築架構下部組織の塑性降伏による非定常振動に関する一連の研究, 日本建築学会論文報告集, 第 60 号, 昭 33. 10, pp. 253-264, 同 第 63 号, 昭 34. 10, pp. 285-296.
- [4.9] Lycan, D.L. and Newmark, N.M., "Effect of Structure and Foundation Interaction", Proc. of A.S.C.E., Vol. 87, No. EM5, Oct., 1961, pp. 1-31.
- [4.10] Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A., "Seismic Analysis of Bridges on Long Piles", Proc. of A.S.C.E., Vol. 90, No. EM3, June., 1964, pp. 223-254.
- [4.11] Scavuzzo, R.J., "Foundation-Structure Interaction in the Analysis of Wave Motions", Bull. of S.S.A. Vol. 57, No. 4, Aug., 1967, pp. 735-746.
- [4.12] 妹沢克惟, 金井 清: 勢力の地下逸散の為に生ずる高層構造物の震動減衰, 東京大学地震研究所彙報, 第 13 号, 昭 10, pp. 681-696.
- [4.13] Jacobsen, L.S., "Vibrational Trasfer from Shear Buildings to Ground", Proc. of A.S.C.E., Vol. 90, No. EM3, June., 1964, pp. 21-38.
- [4.14] Perelman, D.S., Parmelee, R.A. and Lee, S.L., "Seismic Response of Single-Story Interaction Systems", Proc. of A.S.C.E., Vol. 94, No. ST11, Nov., 1968, pp. 2597-2608.
- [4.15] Sarrazin, M.A., Roesset, J.M. and Whitman, R.V., "Dynamic Soil-Structure Interaction", Proc. of A.S.C.E., Vol. 98, No. ST7, July., 1972, pp. 1525-1544.
- [4.16] Jennings, P.C. and Bielak, J., "Dynamics of Building-Soil Interaction",

Bull. of S.S.A., Vol. 63, No. 1, Feb., 1973, pp. 9-48.

- [4.17] Castellani, A., "Foundation Compliance Effects on Earthquake Response Spectra", Proc. of A.S.C.E., Vol. 96, No. SM4, July., 1970, pp. 1335-1355.
- [4.18] Lin, S.-L. and Fagel, L.W., "Earthquake Interaction by Fast Fourier-Transform", Proc. of A.S.C.E., Vol. 97, No. EM4, Aug., 1971, pp. 1223-1237.
- [4.19] Whitman, R.V., "Equivalent Lumped System for Structure Founded upon Stratum of Soil", Proc. of 4th World Conf. Earthq. Engng., Chile, Jan., 1969, Vol. III, A-6, pp. 133-142.
- [4.20] Rainer, J.H., "Structure-Ground Interaction in Earthquakes", Proc. of A.S.C.E., Vol. 97, No. EM5, Oct., 1971, pp. 1431-1450.
- [4.21] Reissner, E., "Stationäre, axialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraums", Ingenieur-Archiv, Vol. VII, 1936, pp. 381-396.
- [4.22] Sung, T.Y., "Vibrations in Semi-Infinite Solids due to Periodic Surface Loading", ASTM Symposium on Dynamic Testing of Solids, ASTM Special Technical Publication, No. 156, 1953, pp. 35-63.
- [4.23] Arnold, R.N., Bycroft, G.N. and Warburton, G.B., "Forced Vibrations of a Body on an Infinite Elastic Solid", Journal of Applied Mechanics, Vol. 22, Sept., 1955, pp. 391-400.
- [4.24] Bycroft, G.N., "Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi-Infinite Elastic Space and on an Elastic Stratum", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 248, Series A, 1956, pp. 327-368.
- [4.25] Toriumi, I., "Vibrations in Foundations of Machines", Technology Reports of the Osaka University, Vol. 5, No. 146, 1955, pp. 103-126.
- [4.26] Thomson, W.T. and Kobori, T., "Dynamical Compliance of Rectangular Foundation on an Infinite Half-Space", Department of Engineering Report No. 62-9, University of California, 1962, pp. 1-33.
- [4.27] Thomson, W.T. and Kobori, T., "Dynamical Compliance of Rectangular Foundations on an Elastic Half-Space", Journal of Applied Mechanics, Vol. 30, Series E, No. 4, 1963, pp. 579-584.
- [4.28] 小堀鐸二, 南井良一郎, 鈴木 有, 日下部 馨: 長方形の Dynamical Ground

- Compliance (その1), 京都大学防災研究所年報, 第10号A, 昭42.3, pp. 283-314.
- [4.29] Solodovnikov, V.V., "Introduction to the Statistical Dynamics of Automatic Control Systems", Translated by B.T. John and L.A. Zadeh, Dover.
- [4.30] Korn, G.A. and Korn, T.M., "Electronic Analog Computers", 1956, McGraw-Hill.
- [4.31] 棚橋 諒, 小堀鐸二, 南井良一郎: 構造物の動的耐震設計法と地震レスポンス, 京都大学防災研究所年報, 第5号B, 昭37.3, pp. 1-32.
- [4.32] 小堀鐸二, 南井良一郎: 制震系の解析(制震構造に関する研究3, 4), 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭36.10, pp. 405-412.
- [4.33] Kobori, T., and Minai, R., "Response Spectra of Quasi-Stationary Random Excitations", Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 17, Part 3, March, 1968, pp. 45-94.
- [4.34] Caughey, T.K., "Equivalent Linearization Techniques", Jour. of Acoustical Society of America, Vol. 35, No. 11, Nov., 1963, pp. 1706-1711.
- [4.35] 小堀鐸二, 南井良一郎: 非定常ランダム応答の等価線形化解法, 京都大学防災研究所年報, 第10号A, 昭42.3, pp. 235-260.
- [4.36] 小堀鐸二, 南井良一郎, 鈴木祥之: 履歴特性を有する弾塑性構造物の非定常ランダム応答の等価線形化解法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭47.10, pp. 563-564.
- [4.37] 小堀鐸二, 南井良一郎, 河野允宏: 建築構造物の地震応答の適正化の一方法(続), 京都大学防災研究所年報, 第14号A, 昭46.4, pp. 315-332.
- [4.38] 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上 豊, 久徳敏治: 弾塑性多層構造物の地震応答解析と耐震設計資料の誘導, 京都大学防災研究所年報, 第9号, 昭41.3, pp. 137-164.
- [4.39] Kobori, T. and Minai, R., "One-Dimensional Wave-Transfer Functions of the Linear Visco-Elastic Multi-Layered Half-Space", Bull. of the Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto Univ., Vol. 18, Part 4, March, 1969, pp. 27-64.
- [4.40] Kobori, T. and Minai, R., "Study on Unstation Vibration of Building Structure with Plastic Deformation of Substructure", Proc. of 2nd World Conf. Earthq. Engng., Japan, July, 1960, Vol. II, pp. 1085-1104.

あ　と　が　き

ここにまとめた研究は、筆者が京都大学防災研究所に在職中、小堀鐸二先生、南井良一郎先生の御指導のもとに行なった、地盤の影響を含む建築構造物の地震応答の解析に関する研究を主体にして、約3年前に移った大阪大学の建築工学教室における研究を若干付加している。未完の部分が多く目につくが、これを機に研究を発展させるための礎として、今後一層の努力を決意している次第である。

今ここに振り返って見ると、卓抜した研究者であり、人格者である小堀鐸二先生のもとで、筆者が卒業研究を行ない得たことは真に幸運なことであり、その昭和35年以来、非力な上に不勉強な筆者にも拘らず、御寛容と御懇篤な御指導を賜わったことが、未だ挫折せずに大学での生活続けることの出来る基であり、ここに、小堀鐸二先生に深甚なる感謝の意を捧げます。また、南井良一郎先生には、卒業論文以来、終始一貫御懇切な御指導、御鞭撻を戴き、そして、御熱心なその研究態度に触れて生活を送ることが出来たことは、筆者の今後の研究生活の支えとなるものであり、ここに心から感謝の意を捧げます。さらに、金多 潔先生には、大学院生時代に講義、ゼミナール、および研究室生活を通じて研究指導を賜わり、特に、修士論文の完成には御懇切な御指導を戴き、心から感謝申し上げます。そして、筆者の小堀研究室での生活を通じてお世話になった方々、現在大阪大学でも尚、御協力下さっている河野允宏氏、常に良き同僚として、あるいは協同研究者として協力戴いた竹内吉弘氏、鎌田輝男氏をはじめ藤原悌三氏、鈴木 有氏、日下部馨氏、久徳敏治氏および研究室を同じくした方々に厚くお礼申し上げます。

